

INSTITUTO DE INGENIEROS CIVILES DE ESPAÑA

II CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA

Celebrado en Madrid durante los días
28 de mayo a 3 de junio de 1950

TOMO VII

1951

h5/154-VII

R 7683

FUNDACION JUANITO TURRIANO
BIBLIOTECA

1994 BARTOLLOX 1994

INSTITUTO DE INGENIEROS CIVILES DE ESPAÑA

II Congreso Nacional de Ingeniería

TOMO VII

CONSTRUCCIÓN

12
J. J. Jaramilla
Alayón
Abril 1954

MADRID

1 9 5 1



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES CÍVILES DE ESPAÑA

Francisco J. Martínez

de

IV

CONSTITUCION

GRUPO VI
CONSTRUCCIÓN

ACTAS DE LAS SESIONES Y TRABAJOS

IV CONGRESO
CONSTITUCIONAL
DE LA AMÉRICA LATINA
Y EL CARIBE

SECCIÓN 1.^a

RECIBO

II CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA

(28 de mayo a 3 de junio de 1950)

ACTA DE LA SESIÓN CELEBRADA EL DÍA 29 DE MAYO DE 1950

Se constituye la Mesa con los Sres. D. José Paz Maroto, Ingeniero de Caminos; D. Fernando del Moral, Ingeniero Industrial, que sustituyen, respectivamente, al Presidente D. Juan Lázaro Urrea y al Vocal D. Francisco Guitart Sivilla, que se encuentran ausentes. Actúa de Secretario D. Carlos Briñis García-Suelto, Ingeniero de Caminos.

Abierta la sesión se comienza por la lectura de la siguiente comunicación número 68.

N.º 68. - INGENIERIA Y ARTE

Autor: D. ANGEL DEL CAMPO FRANCÉS

Ingeniero de Caminos

A la memoria de mi querido padre.

I

PROPÓSITO

El II Congreso Nacional de Ingeniería ofrece la grata coyuntura, al reunir bajo el noble afán de mejora «en la eficaz y racional explotación de los bienes naturales» de la Patria a todas las actividades de la ingeniería española, de poder hablar a todos sus miembros de algo que quizá no tenga fácil encaje en el programa de sus tareas, pero que creo no debe quedar callado en esta magna Asamblea, aunque para muchos no sea nada nuevo y otros puedan estimarlo como liviana especulación.

Hemos sido y seguimos siendo los ingenieros, cada uno en su especialidad, símbolo de una época de la

vida humana, en la que la técnica ha prevalecido y dominado. La ciencia aplicada, que constituye el instrumento de trabajo del ingeniero, la hemos utilizado siempre para explotar los bienes naturales, olvidando, la mayoría de las veces, aquellos otros espirituales que se ha creído preciso anular para conseguir el mayor rendimiento de los primeros. La Técnica, como se ha dado en llamar a nuestra actividad, ha estado siempre al servicio de la *comodidad* humana, que, como meta de la felicidad terrena, ha ido llenando el materialismo y utilitarismo modernos.

Nada más noble, en verdad, de la actividad humana que aprovechar los medios que Dios puso a su alcance para mejorar su vida, protegerla y, aún, tratar de prolongarla. Nada tan digno para el hombre como

dominar la Naturaleza en beneficio propio, situándose conscientemente en el plano de ser privilegiado de la Creación. Somos realmente los ingenieros los encargados de utilizar y dominar la Naturaleza. Como técnicos nos dedicamos a resolver los problemas que el lograrlo plantea, pero esta noble misión de que estamos encargados no es suficiente para hacernos olvidar nuestra propia insignificancia ante esa misma Naturaleza que, «a veces», se deja dominar por nosotros.

No sabemos si los profanos son plenamente conocedores del *coeficiente de seguridad* que manejamos los ingenieros, mas nosotros que estamos en el secreto y que algunas veces le llamamos *coeficiente de ignorancia*, debiéramos, como alguno dijo, calificarlo de *coeficiente de humildad*. Si cabe, pues, a la técnica, con sus logrados avances, la responsabilidad de ensoberbecer a la Humanidad y alejarla de Dios, seamos los que la manejamos quienes deshagamos el error.

Nada mejor para ello que impregnar nuestras obras y realizaciones de algo que las eleve y dignifique espiritualmente, de un ideal de belleza, sin olvidar que al sentirnos dominadores de la Naturaleza cuando suprimimos o empañamos su belleza, lo que realmente hacemos es fracasar.

Bien es cierto, y por ello conviene señalarlo aquí, que somos los ingenieros menospreciados, y quizá con razón, en el terreno estético y del buen gusto. Y si, como además ocurre, llegamos nosotros mismos a jactarnos de esta mutilación espiritual de nuestra profesión, podemos, lógicamente, llegar a indignificarla.

La Belleza, el Bien y la Verdad, la «sublime trinidad del Ideal», como la calificaba nuestro compañero Fernando del Pino, no suele regir para el ingeniero que, en cambio, mantiene como lema «Resistencia, Utilidad y Economía». Es indudable que las obras que al hombre sobreviven lo immortalizan y lo elevan o denigran. Las obras de los ingenieros son siempre muestras perdurables de una cultura y de una época. Algunas pueden ser efímeras, cuando la fuente natural que se aprovecha es limitada, pero siempre las obras ingenieriles duran varias generaciones capaces de juzgar a sus autores. Es, pues, nuestro propósito recordar la trascendencia espiritual que las obras de la ingeniería poseen, para que, al tenerlo presente sus autores, lleven a sus proyectos esa altura de miras que debe presidir todo cuanto con noble fin se aco-

mete y que, sin olvidar el lema materialista que hasta ahora los guía como divisa profesional, los encuadre en otro más amplio que podría rezar así: «Por la Belleza hacia Dios».

II

INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

La especialización, que es otra de las consecuencias de todo progreso, ha conducido a una diferenciación clara de los hombres en todas las ramas del saber. Ha llegado a ser tan vasto el campo de los conocimientos humanos, que para proseguirlos ha tenido que prescindir cada cual de los que a sus fines no interesaban. Y así ocurrió en el vasto campo de la Construcción. Arquitectura e Ingeniería son las dos facetas en que se ha desdoblado la construcción en general, y es la clave de esta diferenciación el *tener en cuenta o no* los principios fundamentales de la estética. Arquitectura y Arquitecto fueron los términos genéricos que hoy, con sentido restringido, se aplican a una especialidad y a unos especialistas. El primero es hoy Bella Arte, y Artistas son los que se titulan con el segundo. Mas ni el sentido etimológico de la palabra justifica siquiera la derivación actual de su aplicación. Eupaliño de Megara, Madrocles de Samos, Vitrubio, fueron y han pasado a la Historia desde Grecia y Roma como arquitectos, y hoy, en muchos aspectos, habrían de ser considerados como ingenieros.

Si nos ceñimos al Diccionario de la Real Academia de la Lengua, *Arquitectura* es «Arte de proyectar y construir edificios», y si *Arte Bella* es «cualquiera de las que tienen por objeto expresar la belleza, dando ordinariamente esta denominación a la pintura, escultura, arquitectura y música», resulta que la Arquitectura sólo puede expresar belleza construyendo edificios.

Los ingenieros, en general, y, en particular, los de mi especialidad, construimos otras muchas cosas distintas de edificios y, por haber tácitamente olvidado que ello es también Arquitectura, no nos preocupamos de expresar belleza con nuestras obras. Las construcciones de los ingenieros suelen llamarse obras de Ingeniería; observemos el significado que a esta palabra da la Academia: «Arte de aplicar los conocimientos científicos a la invención, perfeccionamiento o uti-

lización de la técnica industrial en todas sus determinaciones».

No estamos, pues, conformes con este estado de cosas que ha conducido indudablemente a estas imprecisiones e inadecuadas definiciones del Diccionario. Si nos fijamos en que *Ingeniero* es «El que discurre con ingenio las trazas y modos de conseguir o ejecutar una cosa», y si es *Ingenio* la «facultad en el hombre para discurrir o inventar con prontitud y facilidad», nos encontramos con que verdaderos ingenieros de esta clase debe haber muy pocos.

Al admitir, pues, la especialización que realmente existe entre los profesionales, Ingenieros y Arquitectos, creemos que no debe la Arquitectura pasar a patrimonio exclusivo de los segundos en el sentido general de Bella Arte, pues, si ya están admitidas oficialmente las acepciones de «Arquitectura hidráulica», «Arquitectura militar», «Arquitectura naval», la Arquitectura que corresponde a los ingenieros debe obligarlos a ser, en su terreno, tan «artistas» como los arquitectos, es decir, a cuidarse de la belleza de sus obras.

Que es difícil hacer artistas por decreto, es evidente, pues no basta simplemente «ejercitar alguna bella arte», en este caso, la Arquitectura, para serlo. Es preciso estar «dotado de la virtud y disposición necesarias» —siguiendo las definiciones académicas—, y esto sólo en la formación del ingeniero puede despertarse. Mas no quiere decir esto que el problema no tiene actual solución. El ingeniero y el artista deben colaborar cuando sea preciso. Si, como dice Jean Démaret (Arquitecto Jefe de los Edificios Públicos y Palacios nacionales y antiguo Presidente de los Ingenieros civiles de Francia), los progresos rápidos de la ciencia en los comienzos del siglo XIX produjeron el divorcio completo entre el Arte y la Técnica, al principio del XX, ingenieros y arquitectos formaban dos castas separadas: «Los ingenieros, considerando a los arquitectos como simples decoradores, para los que el lenguaje de la técnica era un idioma completamente desconocido. Por el contrario, los arquitectos consideraban a los ingenieros como gente orgullosa de sus conocimientos técnicos, pero incapaces de tener gusto y completamente herméticos a toda cuestión estética. «Desde hace algunos años, sin embargo —conti-

núa Jean Démaret (1)—, se advierte una reacción benéfica. Grandes ingenieros se nos muestran como hombres de gusto y sus realizaciones son verdaderamente obras de arquitectos. Igualmente, éstos —más recientemente— han demostrado que pueden interesarse por los problemas técnicos y encontrar las soluciones constructivas satisfactorias simultáneamente a la razón y al espíritu. Se han establecido relaciones conducentes a colaboraciones extremadamente fructíferas. En las recientes y notables realizaciones de los americanos en el valle del Tennessee, la colaboración del arquitecto y del ingeniero ha sido total, tanto para las obras de fábrica, presas y puentes como para los edificios».

No es, como puede verse, solamente nuestra esta cuestión que aquí exponemos. En el problema, como al principio decíamos, embarcó la Humanidad y ya parece que se va arribando al puerto de la solución. Creemos, pues, que no debe faltar en esta reunión de ingenieros una voz que, aunque modesta como la nuestra, propugne el encontrar la ruta que también nos conduzca a nosotros, en pro de esa *Belleza en la Ingeniería*, que, por olvidada, pudiera llevarnos a los ingenieros españoles al naufragio estético más estrepitoso. Aceptamos, pues, y creemos conveniente la colaboración del ingeniero con el arquitecto. Recogiendo palabras de un arquitecto, Víctor D'Ors, en la *Revista Nacional de Arquitectura* (enero 1949), podemos decir. «Convendría que fuéramos preparando el terreno para una más íntima colaboración entre nuestros técnicos de la construcción. Los ingenieros nos hacen mucha falta, y los arquitectos somos necesarios en muchas obras de ingeniería». Pero, ¡tengamos cuidado, pues no sólo la colaboración del ingeniero y del arquitecto presupone la garantía de buen éxito estético. No nos olvidemos de que siempre hay quien puede decirnos, desde el campo de la filosofía y de las letras, frases como éstas: «... por no recibir el valor estético del campo, cometen tantas injurias contra el paisaje los arquitectos y los ingenieros de Caminos» (2).

(1) *Esthétique et construction des ouvrages d'art*. Jean Démaret. París, Dunod, 1948.

(2) Sánchez de Muniáin. *Estética del paisaje natural*, página 122.

III

URBANISMO Y PAISAJISMO

Los núcleos urbanos, donde aglomeradamente vive el hombre moderno, han precisado reunir cuantos adelantos materiales ha logrado la ciencia y la técnica para lograr la «convivencia cómoda e higiénica». El *urbanismo* indudablemente nació en cuanto una población empezó a crecer. Como por ley, que no queremos calificar de natural, las poblaciones no han dejado ahora de crecer, el *urbanismo* ha llegado a ser una *especialización*, no sabemos si por su contenido propio o porque así lo ha requerido el proporcional crecimiento de técnicos. Aunque oficialmente la Academia lo define como «conjunto de conocimientos que se refieren al estudio de la creación, desarrollo, reforma y progreso de los poblados en orden a las necesidades materiales de la vida humana», creemos que el urbanismo no debe olvidar las necesidades espirituales de esa vida humana, en la que la estética, entre otras, no sólo la hace más grata, sino que llega a modificarla por el camino de la sensibilidad, la educación y el buen gusto de los habitantes.

Todas las especialidades de la ingeniería se mueven directa o indirectamente alrededor de ese «urbanismo» que define el Diccionario de la Lengua Castellana. Creemos que la Arquitectura, como bella arte, se encargue del resto.

Mas no está todo logrado. Desgraciadamente las destrucciones bélicas recientes y las reformas urbanas han brindado al urbanismo ocasión de lucirse. A nuestro juicio, no ha sido logrado el buen éxito estético, y la razón principal está en que la belleza sólo se ha ponderado en el limitado campo de las *dos dimensiones*. Se proyectan ciudades y reformas sobre el plano, se trazan calles y plazas a diferentes escalas con simpáticas simetrías y luego se repite un tipo de edificio. El «urbanismo estético» fracasa entonces. No se piensa en la «psicología del peatón» que es muy digna de tener en cuenta, y aquellas simetrías del plano aparecen como ingratas perspectivas para el viandante, unas veces, y otras, como repetido motivo desorientador.

«Hay por el mundo muchas ciudades de nueva planta, y éstas, generalmente desagradables, se han construido a la medida de las necesidades que los

hombres que las construían creían imprescindibles. En España, debemos confesarlo, la arquitectura municipal, salvo excepciones, suele ser lamentable (*Madrid*, 29 de agosto 1949, Francisco de Cossío: «Lo necesario y lo superfluo»). Y esto sirve como muestra de una opinión difundida con la proliferación de un periódico, que para mayor altura tenemos esta otra: «Cierta número de arquitectos e ingenieros nuestros conciben la casa o el puente en el plano, y no se les ocurre pensar en la calle o en el paisaje en el que estarán situados. Es un olvido doloroso. Por esto tenemos bastantes buenos edificios, pero pocas buenas calles. Ni siquiera piensan, a veces, en cómo es la casa de al lado. Es su tipo de casa, la idea libre de preocupaciones de espacio y de tiempo que cada estudiante ha acariciado en su cabeza, y que en la primera ocasión, se hará realidad donde sea y como sea. El arquitecto ibérico se saldrá con la suya. No importa que al lado esté El Escorial. Por eso, me parece que la asignatura más importante de su carrera es la de Urbanología; así como la disciplina más conveniente al común de los españoles —digámoslo sin buscar un juego de palabras— es la Urbanidad. En uno y otro caso, aquello que nos haga caer en la cuenta de que no estamos solos en el mundo.» (Sánchez de Muniáin, *Estética del paisaje natural*: 1945, pág. 123.)

Lo que antecede en cuanto se refiere al «urbanismo puro», pero el «urbanismo indirecto», es el que no han recogido los «especializados urbanistas», es practicado por todos los ingenieros. Desde los que explotan yacimientos mineros y los que crean industrias, hasta los que organizan las plantaciones y cultivos (colonizar es la fase previa de urbanizar), pasando por los que aprovechan las fuentes naturales de energía y se ocupan de las comunicaciones y transportes, todos, de una manera u otra, colaboran en el «progreso de los poblados en orden a las necesidades materiales de la vida humana», y todos son «urbanistas». Mas sus actividades, su campo de actuación, suele estar fuera del ámbito de las urbes. Generalmente, las obras de los ingenieros están lejos, allí donde nadie va a verlas, o donde no se pensaba en que nadie fuera. Si el sentido estético se olvidó y sacrificó en las ciudades donde vivimos y en las obras que han de ser contempladas diariamente por miles de personas, ¡qué no que habrá pasado allí..., en el campo, donde no se pensó que fuera nadie a contemplar el paisaje y menos

nuestras obras! Cuántas veces aún se oye decir: «Bien está que los arquitectos cuiden la belleza de sus edificios urbanos, puesto que todo el mundo los ve, pero las obras de los ingenieros están siempre escondidas en el campo; ¡lo mismo da que sean o no bellas! Me parece los que tal opinan como aquellos que supeditan su aseo personal a que vayan a recibir o no visitas.» (Ángel del Campo: *Las obras públicas en el Arte*, Revista de Arte Español.) Las casas en este sentido van evolucionando. El campo, precisamente gracias a nuestras obras, no solamente se hace asequible, sino que llega a ser imprescindible. Las poblaciones se vacían —valga la expresión— un día festivo, y sus habitantes marchan en pos del aire puro y del paisaje, cada uno hasta donde le dan de sí sus medios de locomoción. Hemos tratado este tema con alguna extensión en el artículo antes citado de la Revista de Arte Español, y no creemos necesario volver sobre él en este trabajo; bástenos, pues, con decir que el «fracaso del urbanismo» se patentiza en esta emigración de carácter deportivo o turístico de los habitantes de las ciudades hacia el campo. Ellos han «descubierto» el paisaje y el aire puro, han empezado a contemplar cómodamente las obras de los ingenieros y con razón han empezado a preocuparse temiendo por la belleza natural y por el paisaje que se había alterado o se trataba de alterar en beneficio de la ciudad. Y nació el «paisajismo».

No formulamos este nombre con el deseo de que se confunda con una nueva ciencia que requiere también «diploma» de especialización, ni levantamos el dedo pidiendo ningún calificativo de Ingeniero Paisajista, como ya existe en el extranjero. Se trata de lograr que el ingeniero sea capaz de conmoverse ante un bello paisaje y de que su sensibilidad le dicte el proyecto conveniente para no alterarlo y que la Hacienda pueda patrocinar las medidas protectoras que estime necesarias.

Únicamente a título informativo, recogemos en el Apéndice algunas citas que ponen de manifiesto la importancia que a esta cuestión se da en el extranjero.

«La servidumbre estética cercena a veces graves derechos económicos y debe ser inscrita, como otro gravamen cualquiera, en los Registros de la Propiedad; pero los dueños tienen derecho a la indemnización co-

rrespondiente. La Dirección o Subsecretaría de Bellas Artes impide en ocasiones el aprovechamiento del caudal de agua de una cascada natural o lo limita taxativamente para que el interés económico-industrial no hiera al interés estético por la belleza patria. Las fábricas instaladas en determinados lugares tienen que sujetarse a determinada arquitectura, revestirse de pizarra, ocultar sus conducciones, etc. Todo lo cual demuestra que el goce estético no se considera jurídicamente como desinteresado, sino como producido por un altísimo interés individual y social. El paisaje, jurídicamente, es un bien común, y merced a la organización del turismo, casi supranacional. Se sale del "jus civile" y es protegido por el "jus gentium".»

Lo que antecede, con el acertado párrafo final de Sánchez de Muniaín, es una muestra indudable de la «preocupación paisajista» universal. En España aún no se ha tomado la cosa en serio, a pesar de que ya se han elevado algunas voces tan autorizadas como la acabada de mencionar. Mas quizá —y ese es el deseo que nos mueve al expresar estas cuestiones—, nuestro país enfoque el problema de modo diferente. Los propios ingenieros, nosotros, los «hardbitten engineers», no estamos ajenos a él, lo planteamos y tratamos de resolverlo. No es preciso que más personas extrañas a nuestras especialidades vengan a limitarnos el espacio en que hemos de actuar como una especie de «caballos de Atila del paisaje». Reconocemos nuestros errores anteriores, pero vamos a tratar de no repetirlos. También un arquitecto, Víctor d'Ors, en una interesante conferencia titulada «La estética en el paisaje, preservación y realce de las condiciones naturales de las comarcas» (Rev. Nl. de Arquitectura, enero 1949), se sitúa en análoga posición cuando dice:

«El arquitecto, atento al entorno natural de sus proyectos, existió tan antiguo como el mundo, pero tan sólo respondiendo a ese clima de especial exacerbación panteística del amor a la Naturaleza de los anglosajones, pudo ir poco a poco forjándose la especialidad del arquitecto paisajista. No entramos aquí en discusiones profesionalistas: el caso es que un poco de «paisajismo» sí nos iría muy bien a los arquitectos españoles y hubiera hecho imposibles errores colosales, pero ya tan inevitables, que es preferible no hablar de ellos.»

Glosa después la protección jurídica del paisaje en los siguientes términos:

«Desde las primeras reglamentaciones aparecidas en Alemania (la primera ordenación protectora de bellezas naturales es la contenida —si no recuerdo mal— en unas ordenanzas promulgadas en 1902 en el Gran Ducado de Hesse, a las que siguieron las de Prusia y Sajonia en 1904 y 1906) hasta las amplias previsiones que en este orden contiene la importantísima Ley de Urbanismo inglesa, publicada en 1947, toda la base teórica de las atenciones a la estética del campo pudiera resumirse muy bien en los siguientes conceptos: *el campo está bien como está; hay, simplemente, que protegerse de la invasión de la ciudad, y lo que de ella nos sea forzoso admitir debe adaptarse a su ambiente preexistente.*»

A continuación fija el siguiente criterio:

«No hay paisaje que la mano del hombre, bien guiada, no pueda embellecer. En unos pocos casos, la absoluta naturalidad está justificada, como en otros extremos, la transformación total en escenarios artificiosos. Pero todos ellos serán paisajes —muchas veces incompletos— que deben mantenerse como espectáculos.»

Pasa luego, al referirse a «El campo y las comunicaciones», a dar unos «consejos» que, sin duda, hemos de recoger los ingenieros, ya que los «errores paisajísticos» de los arquitectos, tras reconocerlos, prefiere no hablar de ellos. En el Apéndice recogemos estos «consejos», pues es muy interesante su recopilación a los efectos que aquí tratamos.

Pero veníamos en pos de despertar el «paisajismo» en los ingenieros de todas las especialidades. O, cuando menos, en hacerles ver la conveniencia de ello. Estamos los ingenieros españoles en condiciones de que de nuestra iniciativa y de nuestras manos salga la protección paisajística que necesitan nuestras bellezas patrias. Ningún otro momento mejor que éste en el que todos estamos reunidos. Que, si de este Congreso han de surgir iniciativas magníficas que redunden en el beneficio económico de la Nación, no falte, al menos, la semilla de ésta no menos importante y digna labor que aún no está comenzada: Mantener y acrecentar las bellezas naturales de España.

IV

INGENIERO, NATURALEZA Y PAISAJE

Como al principio decía, la profesión del ingeniero coloca a éste invariablemente en contacto con la Naturaleza. Pero siempre con un fin práctico. Sin llegar a aceptar el calificativo de «enemigo» de ella, indudablemente no la mira con amor, sino, más bien, con codicia. Sacar el mayor provecho es lo fundamental, sin reparar en la forma de lograrlo (1). Y, si su utilización es solamente accesoria, no para mientes en el modo de hacerlo. El ingeniero llega, pues, a tener un modo peculiar de mirar la Naturaleza. «El campesino, el ingeniero de Montes o el enfermo pulmonar, buscan en el campo valores distintos que el turista», observa Sánchez Muniáin, refiriéndose a la valoración del paisaje como «valor desinteresado de la Naturaleza». Y añadiríamos que, ¡cuán diferentes ha de ser aún esa apreciación de la Naturaleza comparando la del ingeniero con la del artista!... La cita anterior nos da pie para distinguir una y otra:

El ingeniero sólo busca en la Naturaleza valores humanos (también lo son, aunque de otra clase, los buscados por el labrador y por el tuberculoso) (2).

El artista percibe, en cambio, el valor estético de la Naturaleza. Por eso, el primero no aprecia el paisaje, y el segundo sí, porque, siendo éste «un valor desinteresado de la Naturaleza», es también «la completa unidad estética que el mundo físico circundante ofrece a la contemplación visual» (3). De todas formas, esa «emoción sensible» que, como dice Kant, «las almas más comunes son también capaces de sentir» no podemos admitir que sea ajena al ingeniero, al menos, en determinadas circunstancias o ante ciertos paisajes. La belleza «sublime», que es la más fácil de apreciar, no escapa a la sensibilidad del ingeniero, y puede lle-

(1) Si alguna vez es preciso abandonar lo emprendido, las circunstancias (quitemos un poco de culpa al ingeniero) obligan a un ¡ahí queda eso! verdaderamente nefasto. No hay nada tan estéticamente desolador y tan moralmente depresivo como unos yacimientos mineros abandonados, unas fábricas arruinadas, unos ferrocarriles desguazados... y si, además, sabemos que el desierto circundante fué frondoso bosque consumido en las entrañas de aquellos hornos dormidos, el ánimo se desploma. Me refiero a ciertos parajes de la provincia de Almería.

(2) Es más, creemos que el turismo puede llegar a hacer que, en cierto modo, el paisaje deje de ser valor desinteresado.

(3) Sánchez de Muniáin, obr. citada, «El concepto del paisaje».

gar a hacerle considerar el «valor divino» de la Naturaleza. Por eso, más bien nos inclinamos a juzgar al ingeniero, no como «incapaz» de valorar estéticamente la Naturaleza, sino como negligente, descuidando o, quizá, despreocupado de hacerlo (1) y, si alguna vez se deja influir momentáneamente por la belleza o grandiosidad del paisaje donde tiene que efectuar sus construcciones, rápidamente lo olvida y se despreocupa de ello. Luego, su «ineducación» estética lo deja en libertad de «alterar» aquel escenario con la «solución técnica» más conveniente, sin que nadie pueda juzgar de su estética más que cuando «aquéllo» ya no tenga remedio (2).

Es decir, que descomponemos el problema en dos partes, que aunque íntimamente relacionada, claramente se distinguen dentro de la actuación del ingeniero.

La primera, que pudiéramos llamar «estática», se refiere a la *contemplación y valoración estética del paisaje*.

La segunda, «dinámica», es la que encierra todo el proceso de *alteración estética del paisaje*.

Evidentemente, quien no tenga en cuenta la primera, con toda seguridad que no acierta a la segunda; pero también es posible llegar al mismo resultado aun tratando de tenerla. Los que sienten inquietud por la *alteración*, implícitamente llevan la previa de la *contemplación*. No se concibe un pliego de condiciones facultativas en el que se prescriban medidas proteccionistas del paisaje sin que su autor no lo haya contemplado y valorado previamente (3).

(1) El sentimiento de la belleza no es privativo de algunos privilegiados. Todos estamos capacitados para sentirla y expresarla. Pues es verdad evidente en biología que todos los seres normales poseen, con los sentidos corporales, otros sentidos íntimos que se llaman sentido estético, sentido moral, sentido religioso, etc. Nacen con nosotros, consubstancialmente con nuestra materia, y en tan estrecha unidad, que en los anormales a quienes les falta o falla uno de estos sentidos es sabido que padecen merma de los otros o patológica deformidad. Estos sentidos pueden quedar vírgenes (suelen quedar vírgenes), pues necesitan su cultivo. La educación los desarrolla y afilada y la cultura los ennoblece. (José Morales Díaz, Doctor en Medicina, «Reflexiones sobre temas de arte relacionados con la acuarela», Madrid, 1948.)

(2) La Arquitectura, en su acepción de Arte bello, carece de crítica. La crítica sana, competente y orientadora, siempre es útil a todas las Artes. Creemos que en este terreno, ampliando el significado usual de Arquitectura, sería muy beneficiosa para las obras arquitectónicas e ingenieriles.

(3) No es frecuente que ningún ingeniero incluya condiciones de este tipo en sus proyectos. Por eso es muy de destacar la inquietud que en tal sentido ha demostrado el hoy Inspec-

La contemplación, desde el punto de vista técnico, es imprescindible. Lo difícil es que tal contemplación técnica del paisaje pueda, en cierto momento, convertirse en contemplación estética. La sensibilidad del ingeniero es el único resorte que puede lograr tal cosa y, al mismo tiempo, instrumento que puede servirle para valorar. Estimemos que la contemplación estética exista siempre, pero, ¿cuán de distinta forma se utiliza la escala de medida en la valoración estética de un paisaje! El que, reconociendo la existencia de una belleza natural la sacrifica sin el menor escrúpulo, se halla muy distante del que trata de conservarla o sufre verdadera contrariedad ante la irremediable necesidad de alterarla. Para el primero, probablemente resulte más sencillo y cómodo el trabajo que para el segundo, pero por irresponsable, puede dar lugar a que «alguien» le dé la voz de «¡alto!».

El ingeniero, dentro de su especialidad, ha fijado normas y condiciones que lo obligan a no salirse de determinados límites al poner en práctica de sus conocimientos técnicos indudables. El campo de lo bello, de lo abstracto o de lo inútil como él diría, no sólo no le ha preocupado, sino que ha llegado incluso a menospreciarlo, porque también es verdad que pocos eran los extraños que lo cuidaban. En este terreno, jamás hubo de preocuparse de pliegos de condiciones oficiales; a nadie, y menos a él, se le ocurrieron nuevas trabas a su labor.

Mas, las cosas, quizá por suerte, cambian. Si los ingenieros no se interesan todavía por el paisaje, ya otros lo hacen. Más vale, pues, que nos preocupemos a tiempo del paisaje, que no con retraso respecto de los que de él se preocupan.

Partiendo, pues, de la base de que los ingenieros somos «alteradores» del paisaje, vamos a dedicarle algún espacio a éste y a la alteración.

Realmente, la palabra «paisaje» aplicada a la Naturaleza, proviene de la pintura. Un trozo de campo copiado en un lienzo por un artista, fué el verdadero paisaje, que posteriormente pasó también a denominar aquel fragmento de naturaleza copiada.

tor de Caminos, jubilado, don Bienvenido Oliver. En su proyecto de carretera de Puebla de Sanabria a la estación de Sobradelo, introduce varias condiciones proteccionistas del paisaje. En su obra *Autoestradas* (págs. 148 y 149) recoge las normas norteamericanas de «Estética de la carretera» dictadas por el «Highway Research Board» y de la «American Association of State Highway Officials».

Indudablemente, los pintores hicieron sus paisajes copiando o inspirándose en bellos fragmentos del natural. Por eso, se llaman «paisajes», primeramente, los trozos bellos de campo. Después, extendida la acepción, hubo de añadirse el calificativo de bello, cuando el paisaje lo requería, por haber la posibilidad de serle también aplicable el contrario.

Vamos a emplear el concepto más amplio de la palabra, refiriéndonos a nuestra relación profesional con la Naturaleza; «Mundo físico circundante susceptible de alteración por la intervención humana.»

Cuando la Naturaleza no presenta la menor huella de esta clase le corresponde la denominación del «paisaje natural». Podemos aplicar este calificativo también a aquéllos en los que la alteración humana pasa inadvertida, lo cual ocurre en los que el punto de alteración es lejano y el paisaje es «panorámico» (1). Cuando la alteración se aprecia, surge el paisaje «natural alterado» que se convierte en «paisaje artificial», cuando las alteraciones predominan sobre los elementos naturales que llegan incluso a desaparecer.

El ingeniero se encuentra, pues, generalmente ante la necesidad de «alterar» un *paisaje natural*, aumentar la alteración de un *paisaje alterado*, o crear un *paisaje artificial* como límite de alteración. La valoración estética previa del paisaje inicial ha de servirle para juzgar si la alteración que él va a introducir va a ser beneficiosa, indiferente o perjudicial. El primer caso, aunque no sea frecuente, es, desde luego, posible, y las «alteraciones positivas» de esta clase tienen carácter de casuales la mayoría de las veces que se presentan. No son, pues, las que merecen nuestra principal atención en este trabajo. Son las alteraciones indiferentes y, sobre todo, las negativas, las que, mediante esfuerzo y conveniente estudio estético por parte del ingeniero, pueden convertirse en positivas, las que más frecuentes, por desgracia, interesan a nuestros efectos.

Podemos, pues, estudiar una esquemática clasificación de los problemas de carácter estético que pueden presentarse a los ingenieros en relación con la alteración estética del paisaje.

(1) Véase nuestro artículo «Las Obras Publicadas en el Arte», «Rev. de Arte Español», 1.º y 2.º cuatrimestre, 1949, página 185.

Alteración del paisaje.....	Positiva.....	casual o natural
		premeditada.....
		destacable (x)
		inadvertible (x)
	Indiferente.....	mejorable (x)
		invariable
	Negativa.....	mejorable (x)
		disimulable (x)
		irremediable

Hemos señalado con una (x) aquellas alteraciones en las que el ingeniero debe prestar su aportación especial al problema estético que su instalación o su obra puede producir. Pero todo lo anterior requiere, a nuestro juicio, estudio previo del paisaje en general, ya que en este sentido venimos exponiendo las cosas, sin olvidar que el concepto «alteración del paisaje» no hay que darle significado absoluto, sino relativo, pues ciertas alteraciones, en la hipótesis de reiterarlas, pueden ser positivas en unos paisajes y negativas en otros. Es decir, cuando un ingeniero produce una «huella técnica» en un trozo de Naturaleza, crea un nuevo paisaje, que puede ser o no más bello que el anterior, mas cabe también en esto llevar la alteración al límite de crear un paisaje totalmente distinto del primitivo, incluso incomparable estéticamente.

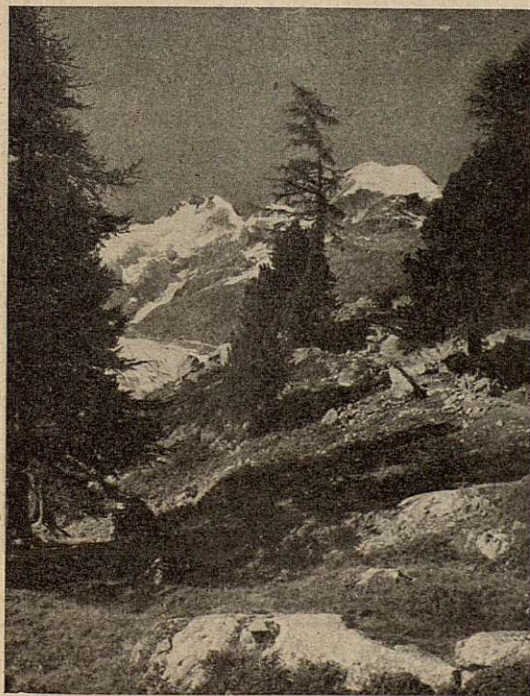
Nos lleva esta consideración a las ideas de «alteración parcial o alteración total» de un paisaje. Pensando en la primera, hemos realmente hecho la clasificación anterior, pues es difícil en términos generales hablar de «paisaje parcial» y de «paisaje total». Es preciso, para aclarar estos puntos, no olvidar que «lo que se nos ofrece a la contemplación visual» es variable y depende, como antes señalé, del campo visual que nuestra posición o punto de vista puedan proporcionar. Así, desde cierto lugar, unas instalaciones industriales o mineras, pongo por caso, pueden pasar inadvertidas en el paisaje o darle cierta gracia con sus penachos de humo en la lejanía. Desde más cerca pueden ser una seria mácula en el paisaje natural, pero más próximos todavía podemos contemplar un paisaje totalmente artificial con indudables aciertos estéticos.

Que la casualidad proporciona esta experiencia en ocasiones, es cosa evidente; a ella debemos también esta observación. ¿Por qué no ha de preocuparse, pues, el ingeniero, en el estudio de los puntos de vista desfa-

vorables y llegar a estudiar las modificaciones u ocultas necesarias?

No queremos caer en el recetario estético del ingeniero paisajista, aunque hay muchos aficionados a ello. (Sobre todo, aficionados a hacer recetas para otros, no para sí.) Estimo que eso va en contra de los fines que propugno en este trabajo; hay, primero, que sentir las cosas y, luego, analizarlas o incluso descubrirlas. Si los pintores y escultores tuvieran que consultar constantemente las «recetas» de la estética o de la armonía, si para cada ombligo tuviesen que recordar que habían de dividir la estatura en media y extrema razón, habrían convertido su arte, habrían encerrado su imaginación mejor dicho, en unas tablas de Schrön, y entonces... ya no serían artistas. Por eso, lo que sigue no tiene la más mínima pretensión de servir a nadie de guía, más bien, al contrario, por responder a apreciaciones bastante personales son posiblemente poco acertadas y objeto de discusión; si con ellas logramos que el ingeniero que las lea y nunca haya pensado en estas cosas, lo haga de ahora en adelante cuando salga al campo, creo que habré conseguido gran parte de mi propósito.

Empezamos por clasificar los paisajes en dos tipos fundamentales: *Paisaje horizontal* y *paisaje vertical*,



Paisaje vertical.

según predomine fundamentalmente una u otra dimensión. Hay que pensar en el desequilibrio que la «alteración» puede provocar en ese orden previamente existente.



Paisaje horizontal.

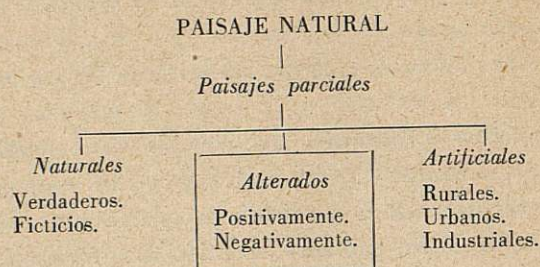
Un paisaje horizontal de llanura o de meseta, aunque tenga un horizonte montañoso lejano (como nuestro azulado Guadarrama visto desde Madrid), aunque tenga o carezca de vegetación abundante..., un paisaje horizontal, repetimos, puede desequilibrarse con una alteración vertical. Resulta ello tan desgraciado como cuando en una calle entre casas de dos pisos se construye una sola de seis. Pide, pues, a nuestro juicio, el paisaje horizontal construcciones no muy elevadas, y, de serlo, que se «extiendan» más a lo ancho que a lo alto, distanciadas unas de otras, en tonos claros y reposados, si la alteración requiere destacarse. Las plantaciones artificiales han de hacerse en masas extendidas. Puentes de tramos rectos, carreteras con amplias curvas, sin esas interminables rectas tan frecuentes con sus filas de árboles; éstos, agrupados, como se dijo, en el exterior de las curvas. El ferrocarril debe «encajarse» en el terreno o disimular sus terraplenes, que pase por debajo de las carreteras sin necesidad de imponer éstas, imperdonables «asas» al paisaje por forzarlas a pasar sobre él. Si se remansan las aguas para saltos de poca altura, deben ser las presas-vertedero, que lógico es que salte el agua sobre un obstáculo chico que no que vierta por una presa de altura, cosa más teatral y llamativa, pero menos lógica y estética. Los canales serpenteantes pueden ser elementos positivos de alteración. Las altas chimeneas pueden ser motivo desgraciado para un paisaje

horizontal, mas cabe conjuntarlas de modo adecuado si se trata de varias o bien hacer que las capitaneen un equipo de árboles de altura, cuando deba ir una sola.

Los paisajes verticales son los montañosos, los que la vista contempla con movimiento obligado de arriba o abajo. Pueden ser más o menos abruptos, y así, será graduada su «grandeza majestuosa» como la llama Muniaín. Y hablo ahora de grandeza, porque, en estos paisajes suele ser difícil que la alteración humana llegue a predominar sobre la estética natural, que es «grandeza de inquietud», no «grandeza de tranquilidad», como en la llanura. Y así como un pequeño detalle insignificante puede alterar la tranquilidad, pueden pasar inadvertidos en un estado de inquietud. Quiere esto decir que una alteración horizontal puede desequilibrar un paisaje vertical, pero puede ser frecuentemente que pase inadvertida. Suele, sin embargo, producirse la incongruencia estética con bastante frecuencia en diversos aspectos que, como antes hemos hecho, vamos a mencionar someramente.

Suelen abundar en esta clase de paisajes la roca y la vegetación, o incluso, el bosque. Es obligado estéticamente el empleo de la piedra y la madera en la construcción, y si no con empleo eficaz, por lo menos figurado. Al mismo tiempo, lleva ello el peligro de herir al paisaje con las antiestéticas canteras y las no menos lamentables talas de árboles. La elección de unas y otras debe cuidarse con estos fines, y ello puede ser grave problema en la mayoría de los casos. Los puentes en arco son obligados cuando se vean clara y resistentemente estribados, mas no debe tenderse a su esbeltez excesiva, porque lo que quiere ser alarde puede arrastrar a lo ridículo. Si se atraviesa con el puente zona de bosque, resulta más estético el tramo recto, incluso metálico. Son estos paisajes de montaña los más indicados para contemplaciones lejanas y majestuosas. La elección de estos puntos de vista debe hacerla el ingeniero para que los caminos de acceso a sus instalaciones o establecimientos que haya de explotar pasen, en lo posible, por donde la alteración se halle enmarcada en el panorama más bello. No debiera llegarse nunca al pie de alta presa de embalse sin haber pasado antes por donde el viajero pueda contemplar el grato panorama del lago artificial.

Aparte la clasificación fundamental de equilibrio que acabamos de glosar, en sus posibles alteraciones, vamos a terminar repitiendo algo que complete estas ideas y que ya ha visto la luz en otras páginas anteriormente (1).

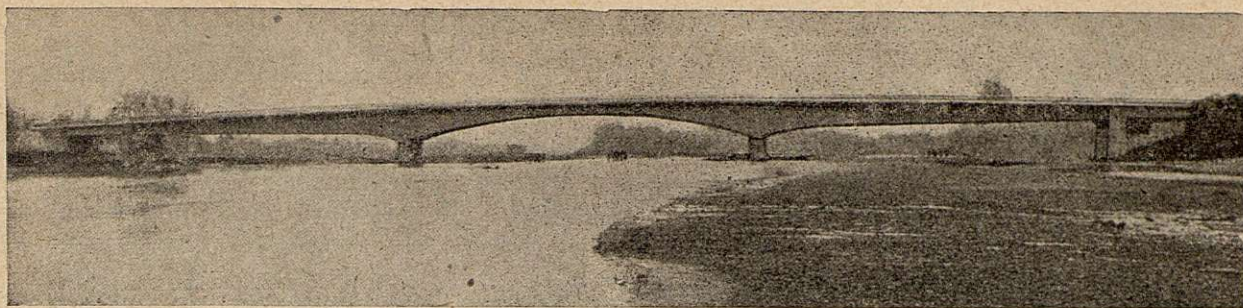


«Esta clasificación la hacemos tras considerar la intromisión humana en la Naturaleza. Por eso, los paisajes que responden a la *alteración* que causa la construcción de una obra pública los hemos destacado clasificándolos estéticamente en positivos y negativos, según beneficien o perjudiquen la estética del paisaje anterior. Los paisajes parciales, *naturales* y *verdaderos*.

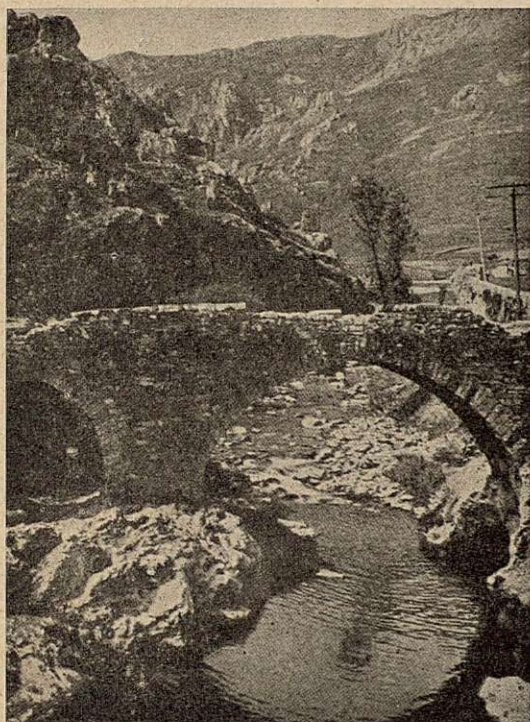


Típica alteración positiva en paisaje vertical mediante un arco estéticamente concebido tanto en su forma como en el material empleado en su construcción.

(1) Angel del Campo: «Las Obras Públicas en el Arte». «Revista de Arte Español», 1.º y 2.º cuatrimestre de 1949.



Adaptaciones positivas de puentes a paisajes horizontales.



Los materiales modernos de construcción son poco prometedores estéticamente cuando llegan casos de abandono o ruina. El presente caso demuestra cómo el material pétreo en paisajes rocosos supone, por el contrario, una alteración positiva creciente con el tiempo.

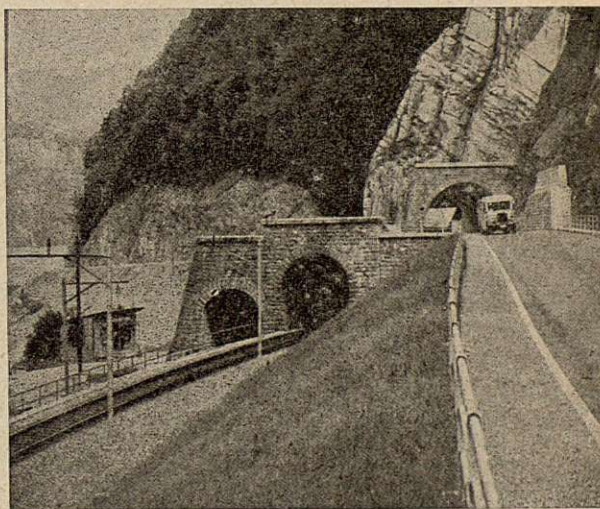
ros, pudieran llamarse también desérticos —sin señal de vida humana—; pero tiene ello el peligro de caer en la acepción africana de la palabra. He incluido, pues, en ellos, paisajes montañosos y paisajes llanos, selváticos o áridos..., con la salvedad de que la huella humana no aparezca en ellos, aunque pueda manifestarse en los paisajes adyacentes. Si así no fuera, caeríamos casi en la necesidad de explorar lo inexplorado.»

«Los *ficticios* no están clasificados como artificiales,

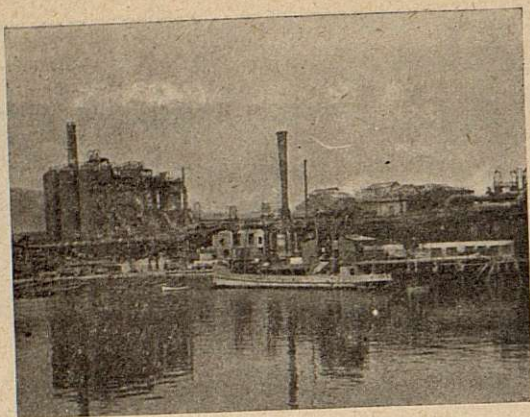
porque, aunque lo sean, no queda en ellos huella explícita ni siquiera de alteración. Por ejemplo: los cultivos o repoblaciones forestales, los lagos artificiales o las desviaciones de los cauces, las escolleras y nuevas playas...»

«Por último, considero como *paisajes artificiales* los que, a fuer de alterados, pierden gradualmente todo residuo de Naturaleza. Surgen por la necesidad vital de los hombres, que llegan, si no a anularla, al menos a dormirla, y aunque su formación no fuese guiada, en conjunto, por ningún sentido estético, aparece en ellos la enigmática belleza de lo pintoresco en lo rural y lo artificioso y complicado en lo industrial.»

«Se deriva en los paisajes calificados de *industriales* o *técnicos* al *juicio estético subjetivo profesional*. Como anteriormente señalé, es ello tendencia apasionada a destacar la belleza funcional de un conjun-



Predominio de la alteración sobre el paisaje natural conforme aumenta la proximidad. Fácilmente se puede imaginar esta alteración desde punto más lejano.



Paisaje totalmente artificial. La belleza de estos paisajes, que es totalmente casual, responde al factor técnico de lo «aparatoso».

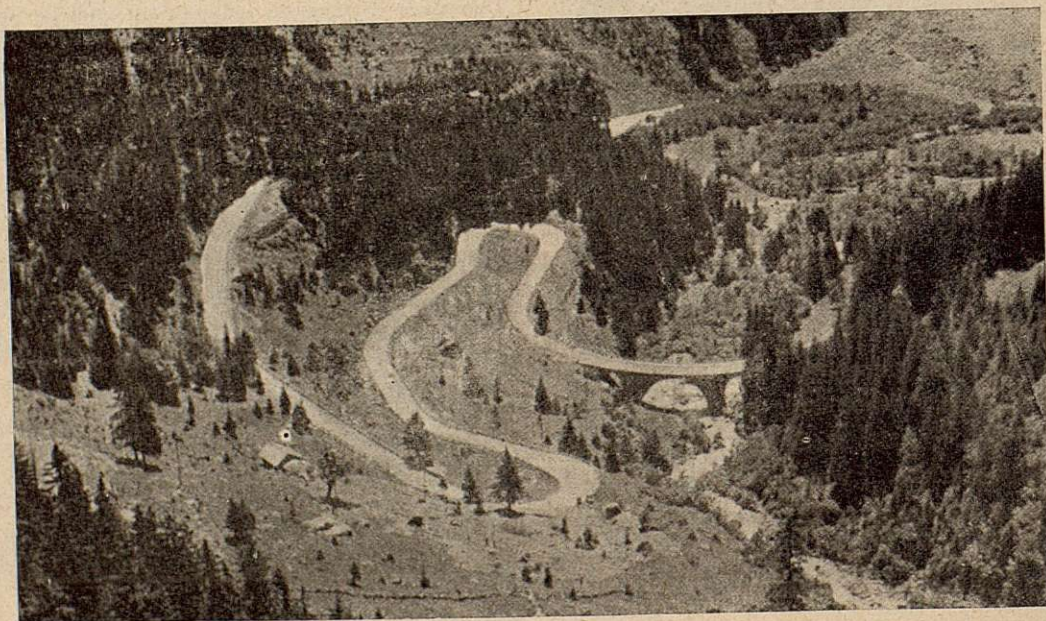
to. Algunas veces se llega con ella a límites que sólo los conocimientos y vocaciones profesionales pueden justificar. A un cirujano puede parecer *bellísima* una resección de estómago y un caso clínico puede ser calificado de *precioso*. Un ingeniero puede denominar del mismo modo un taller de galvanoplastia o una excavadora mecánica.»

«Pero, en otras ocasiones, el paisaje industrial o técnico llega a emocionar a técnicos y a profanos: es cuando la estética funcional roza lo aparatoso, y provoca la admiración. ¿Qué más prueba de ello que la inspiración musical provocada por el «paisaje» de

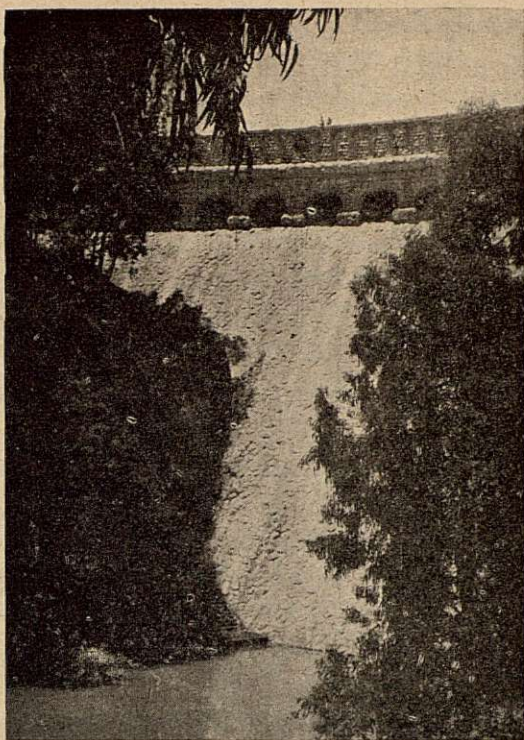
una *fundición de acero*? Los temas fabriles han inspirado a los pintores desde los aguafuertes de Poppelreuther, en la cuenca industrial del Ruhr (1913), hasta las recientes acuarelas de Carlos Moreno en una fábrica de gas y de Gómez Acebo ante los hornos altos. Los *paisajes ferroviarios* han llegado a imponer su estética funcional dentro de los *paisajes artificiales*, y lo mismo los *paisajes portuarios*, precisamente por estas razones.»

«Y es, que, intuitivamente, poseemos un sentido limitado de las posibilidades humanas. Más limitado de lo que realmente son. Y, así como un paisaje natural nos inspira sentimientos y emociones por trascender de aquellos límites, así hay obras humanas que, por su grandiosidad, complicación o movimiento, tradición e historia, se salen también un poco de ese campo que pudiéramos llamar *natural humano*. Por ello los paisajes *urbanos* o *industriales* pueden emocionar a los vulgares e inspirar a los artistas. Una vista de Toledo y una de Nueva York; una calzada romana y un camino de hierro; un molino de la Mancha y una central eléctrica... Grandeza espiritual y grandeza material. La primera viene poco a poco ayudando a que se mantenga la segunda; luego, llega a dominarla. Se acaba midiéndolo con el alma lo que se empezó con el sistema métrico decimal.»

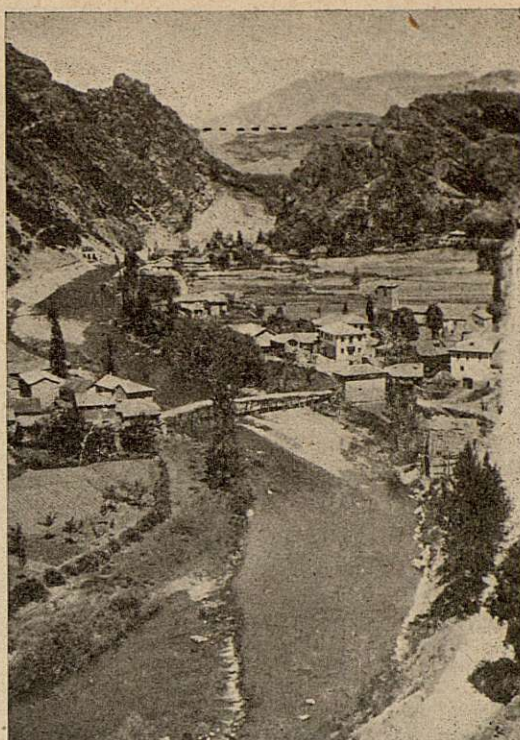
Con esto hemos querido esbozar los distintos marcos



Graciosa alteración positiva casual motivada en el paisaje por los «lazos» de una carretera.



Las presas de embalse suelen ser, desde aguas abajo, elementos negativos de alteración; no obstante, como pasa en la fotografía, una figura de mampostería puede disminuir el efecto desagradable del hormigón.



No sólo la alteración anterior se aprecia desde un punto próximo de observación. En este caso la alteración es también negativa, imaginándola «cerrada» del fondo cuando se halle construída la presa.

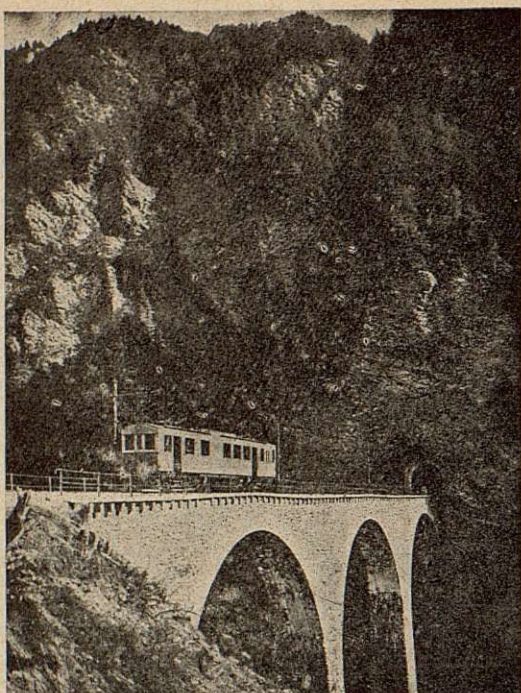
de posible alteración en que ha de moverse la actividad ingenieril para aplicar a ellos las alteraciones que expusimos en la clasificación que precedía. Una sola cosa para terminar este tema: es conveniente advertir la conveniencia de que el ingeniero examine el paisaje con objetividad, que sepa en ciertos momentos olvidarse de la misión técnica que lo ha conducido ante aquel trozo de Naturaleza, y puede captar la emoción de lo que ante sus ojos se extiende... pero eso quizá entre ya en el capítulo que sigue.

V

EDUCACIÓN Y FORMACIÓN DEL INGENIERO

De todos es sobradamente conocida la preparación matemática que especialmente nos ha servido de base a los que ejercemos nuestra profesión en las diferentes ramas de la Ingeniería. No es censurable, ni mucho menos, esta preparación que se nos exige; vemos en

ella, no sólo la base sólida sobre la que cimentar conocimientos superiores, sino, además, algo quizá más importante, el encauzamiento y disciplina de nuestra voluntad, al razonamiento, a la lógica, al análisis y deducción de consecuencias cuando se nos presentan unas premisas; la polarización, en suma, de nuestro modo de ser a la verdad exacta deducida. Mas tiene un grave peligro para el ingeniero esta polarización a la que se entrega desde su preparación para ingreso en las respectivas Escuelas. No es otro que el de su posible deformación espiritual. «Por medio de la Lógica —decía Poincaré—, se demuestra; por medio de la intuición, se inventa. Saber criticar, es bueno; saber crear, es mejor. La Lógica nos enseña que, siguiendo tal o cual camino estaremos seguros de no tropezar con obstáculos; pero no nos dice cuál es el que conduce al objeto deseado. Para esto es preciso *ver* el objeto desde lejos, y la facultad que nos enseña a verlo es la intuición. Sin ella, el geómetra sería algo así como un escritor que atendiese cuidadosamente a las reglas de la Gramática y no tuviera



El ferrocarril puede decirse que, en muchos casos, no desentona del paisaje, y en ello influye ya de modo fundamental nuestra costumbre. En este caso, el puente está alterando positivamente por reunir las condiciones de forma y material que encajan en el paisaje. El tren siempre es una alteración accidental.

inspiración» (1). No deformemos en su nacimiento la intuición del ingeniero por los caminos de la ciencia matemática, hacia los solos objetos de la conveniencia material y positiva. No los obliguemos a desconocer, desde el principio, otros caminos por los que la intuición puede discurrir más gratamente, aunque no sean la línea recta que conduce a los mismos objetos. Si su meta es la «verdad», no le ocultemos que a ella puede llegarse por la «belleza» y por el «bien». Mas no queramos imbuirles tales ideas por el procedimiento matemático. La estética puede regirse en muchos aspectos por fórmulas matemáticas. No abogamos por que se enseñen recetas matemáticas para fijar normas de belleza en las obras ingenieriles; queremos que al ingeniero, en su comienzo, se le de ocasión de que despierten sus sentimientos posiblemente aletargados ante las sensaciones de belleza. Esa «cultura general», ese Bachillerato que se les pide para ingresar no asegura, ni mucho menos, esto que cree-

(1) H. Poincaré: «Des Definitions mathématiques et L'Enseignement».

mos fundamental. Eso ha de surgir más pronto o más tarde, en mayor o menor grado, cuando el factor subjetivo del alumno pueda discriminar ante un ambiente que se le vaya preparando adecuadamente. Visitas a museos y exposiciones con asesoramientos críticos eficientes, y a conciertos musicales en iguales circunstancias. Comentarios sobre los paisajes desde el punto de vista estético, así como se los considera desde el aspecto geológico. Opiniones autorizadas sobre obras importantes ya realizadas o en proyecto, en relación con su estética propia y la de la alteración que provocan...

«El progreso técnico depende de los nuevos descubrimientos, pero esto no prueba que gentes con habilidad técnica sean, necesariamente, competentes para determinar el uso de una nueva invención, o para guiar los destinos de la Nación. Las modernas tendencias de la educación sugieren que, incluso, puede darse frecuentemente el caso inverso, pues hay cierta duda acerca de que el estudio exigido a muchos ingenieros y hombres de ciencia les deje actualmente espacio libre para el de las Humanidades», leíamos en la Revista de Obras Públicas de febrero de 1949, al reproducir un artículo de «Concrete and Constructional Engineering», «La educación de un Ingeniero», y copiando algún otro párrafo del mismo artículo, encontramos lo siguiente:

«El problema fué discutido recientemente por Lord Greene en su discurso presidencial a la Asociación Clásica, y expresó admirablemente las enseñanzas que pudieran deducirse del estudio de los clásicos, y, entre ellas, se indicó la generalidad, en el punto de vista, el hábito de seguir un argumento hasta donde pueda conducir la exactitud del juicio y de expresión, la supresión de lo que es accesorio, la desconfianza de razonamientos habilidosos y de todas las simplificaciones indebidas, el hábito y método de una crítica razonada que impide la aceptación o el rechazo de una proposición meramente porque sea agradable o porque evite la duda en la resolución o en el juicio, y, asimismo, el poder de reconocer la belleza en todas sus formas.»

«Estos atributos de la inteligencia son las necesidades fundamentales de un verdadero ingeniero, si ha de considerarse como tal, y deben formar la base del modo de acometer cualquier problema de Ingeniería

y, sin embargo, es preciso notar que en el reparto del tiempo escolar se dedica muy poca parte a su estudio, es decir, a la comprensión de las relaciones entre causas y efectos más que al de un conocimiento de hechos y circunstancias, o aun al estudio de su propio lenguaje, con objeto de dotar al estudiante de la habilidad de escribir bien su idioma. Por otra parte, como la educación ingenieril actual es un esfuerzo para instilar en el cerebro de un escolar normal, con educación secundaria ordinaria lo bastante de matemática y teorías para permitirle aprobar un examen, y dicho esfuerzo no tiene en cuenta las Humanidades, probablemente tendrá buen éxito el procedimiento para producir calculistas, pero no ingenieros.»

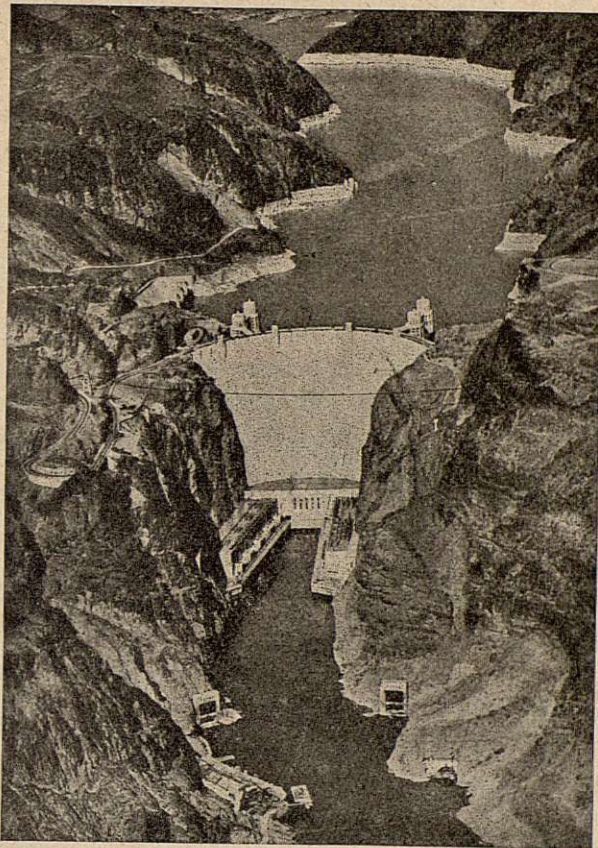
«Un trabajo de filosofía no es, como se ha dicho, una argumentación entre gramáticos sobre la significación de las palabras, sino un intento para llegar a la verdad, siguiendo el razonamiento adonde pueda conducir; es un triunfo de la razón sobre las afirmaciones dogmáticas, los prejuicios y las ideas preconcebidas, y, análogamente, una educación clásica no es el estudio del número de las disputas entre las tribus mediterráneas, sino el de las obras que aún son bases de todo el conocimiento disponible sobre la moral y sobre la razón. No nos asombrará, por tanto, que el estudio científico y técnico, que está acabando por substituir la educación por la instrucción, acabe por conducir la mente y la imaginación del estudiante hasta dotarle insuficientemente para vivir en un mundo que, después de todo, no busca fines técnicos, ni científicos.»

«Existe el riesgo, si no la certeza, de que tales estudios acaben por no servir para producir la habilidad y la imaginación necesarias para el planteamiento y organización de los trabajos de Ingeniería civil, pues, indudablemente, el presente sistema producirá gran número de hombres hábiles para medir tensiones y para llenar las necesidades del estudio de los detalles que se presentan en todo proyecto, pero no producirá ingenieros, del mismo modo que un hombre que ejecuta diariamente, con precisión unas y las mismas pequeñas operaciones en moderna fábrica, no es un artesano. La habilidad para usar una llave de apretar tuercas, una fórmula o una regla de cálculo, es, desde luego, necesaria; pero las grandes realizaciones dependen del aumento de la capacidad del po-

der de pensar y de razonar en aquellos seres humanos cuya mente es susceptible de desarrollo en esa dirección.»

«Se ha sugerido ya en este periódico que una graduación en arte debería ser calificación necesaria para ser admitido en un curso de Ingeniería de una Universidad.»

«Lord Greene ofrece otra fórmula: la de que en



La grandiosidad de la presa Boulder crea un bello paisaje artificial, distinto totalmente del primitivo paisaje natural. De todos modos el punto de vista aéreo de la fotografía no es habitual para la contemplación. Es preciso considerar, sin embargo, que las carreteras de acceso a la presa han de disfrutar de bellos puntos de vista al divisar constantemente el embalse.

cada escuela hubiera siempre un profesor, cuyo trabajo debería ser enseñar el valor y significado de las Humanidades, en su más amplio sentido, tratando de dotar a las mentes y gustos de los alumnos de aquellas cualidades que solamente las Humanidades pueden dar, y este profesor no enseñaría los clásicos, sino las Humanidades de que están impregnados los clásicos, y si se decide que el estudio de la Ingeniería

no puede retrasarse hasta esperar que el estudiante haya tenido más completa educación artística, es de esperar, al menos, que pueda realizarse algo en el sentido de la propuesta de Lord Greene.»

Vemos, con lo que antecede, que las voces en este sentido ya se han levantado en muchos sitios y, en esta ocasión, por que no falte entre nosotros, se levanta la mía, modestísima.

No se trata de complicarnos más la carrera en sus comienzos; nada de eso. No es preciso inventar nuevas asignaturas ni provocar otras pruebas de aptitud. Demos un reposo espiritual a los futuros ingenieros en su densa y dilatada enseñanza, intercalando en la misma, con carácter obligatorio, esta serie de gratas coyunturas en las que se despierten, se dirijan y se cultiven las diferentes reacciones que la personalidad de cada cual revele, y de las que habrán de salir, sin duda alguna, jóvenes valores que vengan a llenar el indudable vacío que existe en nuestras filas, y que si no, querámoslo o no, vendrá a ocuparlo probablemente quien ni siquiera podamos calificar con nuestro querido denominador común de ingeniero.

VI

CONCLUSIONES

No me ha guiado ninguna pretensión de originalidad al presentar al II Congreso Nacional de Ingeniería la presente comunicación. Sé de antemano que se aparta, en su fondo, de las directrices que se han fijado para aquél, y que, en su forma, puede no interesar a un gran sector del mismo. Mas conozco también que puedo hallar benevolencia en quienes simpatizan con el tema, o incluso, en los que, con mu-

cha más autoridad que la que mi modesta afición puede suponer, recojan estas conclusiones que voy a resumir:

1.^a Deben ser revisadas las definiciones oficiales de *Ingeniería e Ingeniero*.

2.^a Debe ser recomendada la colaboración entre ingenieros y arquitectos.

3.^a Deben ser reglamentadas las normas de protección estética del paisaje y de los monumentos artísticos o históricos de España.

4.^a Debe ser obligado que, además de lo anterior, el ingeniero pondere en sus proyectos el valor estético de sus soluciones, y que fije, en sus pliegos de condiciones, las necesarias para mejora o conservación de las bellezas existentes.

5.^a Debe exigirse a los futuros alumnos de nuestras Escuelas especiales una Cultura General artística y literaria, que habrá de ser completada en el transcurso de la carrera por todos los procedimientos que, compatibles con sus estudios normales, sirvan al mismo tiempo de descanso momentáneo a su imaginación, absorbida constantemente por aquéllos.

Es conveniente también que en las asignaturas de Proyectos se los habitúe también al manejo del lápiz y al proyecto a mano alzada sobre papel blanco, no sólo en papel milimetrado, como suele ser corriente.

6.^a Deben ser incrementados los medios necesarios para que muchas bellezas ocultas de nuestro país sean accesibles a los transportes, con carácter turístico; y

7.^a Demostrar a la Superioridad, en la forma que proceda, cómo los ingenieros españoles, preocupados por los problemas económicos de su patria, y, al aportar sus soluciones a los mismos, no han olvidado que, entre las riquezas nacionales y quizá como las más valiosas, figuran la belleza de sus infinitos paisajes y la tradición de sus monumentos históricos.

VII

APÉNDICE

Se recopilan en este Apéndice algunas citas, traducciones o referencias que, por su extensión, no procedía intercalar en el texto que antecede, pero que con él tienen relación e indudable interés.

The Landscape Architect.—H. J. Schnitzius, Landscape Supervisor, Highway Commission, Indiana.—Lec-

ción del cursillo sobre carreteras, dirigido por el Departamento de Arquitectura y Arquitectura Paisajística (Landscape Architecture) de la Universidad de Ohio, 1941.—Explica lo que debe ser el «landscape engineer», diciendo en el preámbulo: «Teniendo en cuenta los problemas de la administración, sería in-

dicado que el ingeniero paisajista con cargo en el Estado o Distrito, no estuviere demasiado rodeado de detalles técnicos. Sería preferible asignar esta clase de trabajos a técnicos del mismo departamento...» Después, dirigiéndose a los estudiantes de la especialidad, alude a los demás ingenieros en la forma siguiente: «Pero no vayáis a un departamento de carreteras tratando de introducir vuestros conocimientos paisajísticos entre el grupo de baqueteados ingenieros (hard-bitten engineers). Cuando les demostréis que tenéis razón, tendréis su amistad, pues no están dispuestos a aceptar vuestras teorías sin pruebas. Ellos son lógicos, leales, y los profesionales más trabajadores que conozco; muchos de ellos son artistas, pintores, fotógrafos o dibujantes, por derecho propio, pero, no obstante, son los más reacios a mostrar la belleza natural. La Naturaleza ha sido, evidentemente, su enemigo durante muchos siglos. Pero recordad que, mientras ellos no simpatizan demasiado con vuestros conocimientos estéticos, vosotros no conocéis los suyos ingenieriles. Habréis de buscar su asistencia, que ha de ser absolutamente necesaria para vuestro buen éxito.»

* * *

The rehabilitation of industrially desfigured landscape.—«Engineering», enero 1944.—Se describe una importante fábrica de cemento en Inglaterra, productora de 436.000 tons. anuales, en la que el autor del proyecto logra no alterar el bello paisaje del valle, sino, por el contrario, casi mejorarlo, mediante plantaciones de árboles y utilizando como lagos artificiales las excavaciones abandonadas. Previamente fué inspeccionado el terreno en unión de Mr. F., «President of the Institution of Mechanical Engineers and member of the Council for the Preservation of Rural England», y Mr. D., «Principal Regional Planning Officer of the Ministry of Town and Country Planning».

Les avocats du paysage.—Henri Pasquier, paisajista-urbanista. «Urbanisme», enero 1943.—Tras un análisis y clasificación del «paisaje», lo relaciona con las carreteras y las obras. «El arte del abogado del paisaje debe formarse con la vista de las cosas bellas y la crítica de las que no lo son. Al lado del ingeniero debe ir un «abogado del paisaje» con autoridad para sugerir, dotado de medios jurídicos poderosos...»

* * *

American Highways and Roadsides.—Jack Gubbels. Boston, 1938.

El Capítulo I de este libro se titula «The Landscape Engineer», y dice lo siguiente:

«La profesión de ingeniero-paisajista, en las carreteras, es una de las más nuevas. Por eso es conveniente explicar, al principio, las funciones que debe desarrollar. La Ingeniería se debe considerar, y se con-

sidera, como una de las profesiones más útiles. Un ingeniero construye cosas —ferrocarriles, rascacielos, puentes, carreteras— para ser utilizadas. Sea lo que quiera lo que construya debe ejecutar el proyecto, que debe ser útil, resistente y económico. Se ha llegado a tener tal confianza en el ingeniero, que se llega a tener plena conciencia de que existe. Se acepta su aprobación como marchamo de algo práctico.

El ingeniero-paisajista, recientemente aparecido en escena, no puede permanecer en tan selecta compañía de una profesión tan acreditada, al menos de contribuir con algo útil y utilizable para los otros ingenieros con quienes debe trabajar. No es bastante para él plantar flores y proteger árboles. Un jardinero puede hacerlo mejor y más barato que él. No es suficiente que hable de belleza como de algo distinto del uso práctico de la carretera. Los ingenieros constructores con los que trabaje no soportan esa belleza postiza y desprecian todo lo que es arte. Ellos son verdaderos artistas en todas las fases que precisan para que su obra terminada funcione, en hacer algo útil, en todo aquello que, de no hacerse, privaría a la obra terminada de la perfección que desean. Por lo tanto, si el ingeniero-paisajista ha de tener contacto con los otros ingenieros y constructores de carreteras, debe ser capaz de contribuir con toda eficacia en la forma, aspecto y seguridad de las modernas autopistas. Si hace algo de esto, se lo recibirá; si logra mejorar el trazado y aspecto, embelleciéndolo, favoreciendo la seguridad y economía de la obra, se lo considerará indispensable.

Vamos ahora a considerar las funciones del ingeniero-paisajista. La primera es «visualizar» la carretera completamente, antes que el primer eje del trazado tropiece un árbol. Para ello debe entender los problemas específicamente ingenieriles para lograr la cooperación de sus resultados en el logro completo de su misión. Se segunda función —que debe compartir con el ingeniero constructor— es la de conseguir comodidad y seguridad en el tráfico. Ésta es la fase más incomprendida de su trabajo. Su tercera e individual es la de vestir totalmente la carretera con el atuendo más correcto, añadiendo belleza a lo práctico, incrementando la seguridad. En esto estriba su deber, al lograr que en la carretera llamen la atención no sólo la seguridad y comodidad, sino al placer de recorrerla.

Su cuarta función, reducir al límite el coste, teniendo en cuenta, de un lado, la Naturaleza, y de otro, todos los detalles de la carretera cuyo funcionamiento no ha de ser temporal, sino permanente.»

* * *

The Highway beautiful (1937), folleto ilustrado por la «Roads Beautifying Association», en colaboración con la «Automobile Association», de Inglaterra, cuyas

primeras palabras del prólogo son las siguientes: «Este folleto se ofrece en nombre de la Belleza.»

* * *

Battle Against Time.—A Survey of the Germany of 1939 from the Inside. Por Heinrich Hauser, 1939. New York.—En el Capítulo X se refiere a la estética de las «Reichautobahnen» en los siguientes términos: «El doctor Todt es indudablemente uno de los mejores organizadores que hay en Alemania. Tiene interés especial por el aspecto paisajístico de las autovías. Las carreteras se adaptan todo lo posible al paisaje circundante. Cuando es posible, puentes y calzadas se construyen con la piedra de la localidad que se atraviesa. En los arsenales, los terraplenes se cubren con plantaciones de retama y enebros. En los alrededores de Berlín, donde existen pinares, el doctor Todt planta la línea central con pinos... Los muros y puentes de piedra se cubren con hiedra... Los bellos escenarios paisajísticos tienen preferencia en el trazado de las carreteras.»

* * *

La protección jurídica del paisaje.—Del Apéndice IV del libro de Sánchez de Muniain, ya citado:

«La protección del paisaje de Italia (L. Parpagiolo. Enciclopedia Italiana). Comenzó a hablarse del paisaje en Europa, y luego en todo el mundo, desde que en Inglaterra, por boca de John Ruskin y de William Morris, se reaccionó contra las injurias perpetradas contra la Naturaleza por el industrialismo moderno. Desde entonces se han constituido en todas las naciones civilizadas poderosas asociaciones para divulgar mediante excursiones, publicaciones, conferencias, exposiciones fotográficas, la idea de la necesidad de medidas legales y de sanciones positivas que impidan los desconsiderados atentados contra los aspectos tradicionales de la Naturaleza y contra su belleza. Tales precauciones legales y sanciones fueron promulgadas en varios países, incluida Italia (Ley de 11 de junio de 1922, número 778).

Así, mientras que para tutelar una belleza natural el Ministerio de Educación Nacional se lo notifica oficialmente al propietario del inmueble (arts. 1 y 2 de la Ley), para tutelar una belleza panorámica se establece que el Ministerio puede imponer, en caso de construcciones, reconstrucciones, ejecución de planes de reforma y ampliación, etc., ciertas distancias, medidas y otras normas, a fin de que el paisaje no sea descompuesto, ni padezca el aspecto exterior, o su goce estético (art. 1, «courma» 2, art. 4).

* * *

La protección del paisaje en Francia:

Relación de disposiciones oficiales sobre esta materia:

1. Ley de 2 de mayo de 1930 (J. O. 4-IV-1930) para la protección de los monumentos naturales y de los sitios de carácter artístico, histórico, científico, legendario o pintoresco.
 2. Decreto-reglamento de 27 de julio de 1930 (J. O., 30-VII-1930) para aplicación de la Ley anterior.
 3. Decreto-Ley de 30 de octubre de 1935 (J. O., 31 octubre y 10 noviembre 1935) para la protección de los monumentos históricos y de los paisajes contra los abusos del letrerismo.
 4. Decreto-Ley de 8 de octubre de 1936 (J. O., 10-X-1936) sobre el mismo objeto, para la designación de los representantes de las empresas de publicidad.
 5. Circular del Ministerio de Educación Nacional de 10 de diciembre de 1936 (J. O., 25-VII-1936 y 1-I-1937) para la aplicación del Decreto-Ley de 30 de octubre de 1935.
 6. Decreto-Ley de 17 de junio de 1938 (J. O., 29-VI-1938) para la protección de los monumentos históricos y paisajes.
 7. Circulares de Bellas Artes para que los Ingenieros de Caminos no maltraten los paisajes al realizar sus obras.
París, Palais Royal, 15-IV-1937. A los Prefectos.
París, Palais Royal, 12-VIII-1939. A los Delegados de Bellas Artes.
Idem íd. 17-X-1940. Idem íd.
 8. Ley de Hacienda de 31 de diciembre de 1939 (J. O., 31-I-1940). Artículo 17, que modifica restrictivamente el Artículo 8 del Decreto de 30 de octubre de 1935 sobre la facultad de fijar letreros.
 9. Lista general completa de los sitios y monumentos naturales, clasificada por Departamentos (J. O., 16-XII-1930).
 10. Idem íd. en zonas de protección declarados por el Ministerio de Educ. Nacional desde 2 de mayo de 1930 a 31 de diciembre de 1934 (J. O., 2-IV-1933 y 24-III-1934).
 11. Lista de los sitios declarados en el año 1935 (J. O., 25-III-1936).
 12. Idem íd. en 1936 (J. O., 3 y 10-IV-1937).
 13. Idem íd. en 1937 (J. O., 23 y 27-III-1938).
 14. Idem íd. en 1938 (J. O., 22 y 26-III-1939).
 15. Idem íd. en 1939 (J. O., 29-III-1940).
 16. Idem íd. en 1940 (J. O., 21-IV y 24-V-1941).
- En estas copiosas listas hay enumerados y descritos varios millares de paisajes, sitios y monumentos franceses; grupos de encinas añosas, encinas solitarias, gigantes, tilos, abetos, cedros, hoyados; parques de castillos, dólmenes, rocas, parajes pintorescos, casca-

das, costas, cultivos, lugares que encierran recuerdos históricos o legendarios, etc.

* * *

De «Gran Madrid», Boletín informativo de la Comisaría General para la Ordenación Urbana de Madrid y sus alrededores, núm. 6, año 1949, se copia el siguiente artículo:

«SOBRE LA ORGANIZACIÓN DEL PLANEAMIENTO URBANO-RURAL EN LA GRAN BRETAÑA.

Por Gabriel Alomar, Arquitecto.

La Gran Bretaña es país de intensa organización, a la que han obligado factores diversos, entre los cuales la densidad de población, el alto nivel cultural y la gran experiencia política, son los más importantes. A ellos debemos añadir la necesidad circunstancial de la reconstrucción rápida y total, creada después de las tremendas destrucciones de la pasada guerra. El hecho indudable de ser la nación que ha ido, y va, a la cabeza de la técnica moderna del planeamiento no es, pues, sorprendente. El funcionamiento del *Planning* inglés es poco conocido en España, y la verdad es que también nosotros necesitamos mejorar nuestra política reconstructiva y de organización del suelo y, de manera especial, en el aspecto en que mejores resultados se han obtenido en aquel país: en el de una unificación, por lo menos, coordinada, de todos los organismos, de todas las instituciones, de todas las leyes, de todos los esfuerzos, en una sola organización y bajo una ley común. Nadie puede ya poner en duda la necesidad que existe en España de dar el paso trascendental de promulgar una «Ley de Planeamiento», amplia y moderna, que empiece por dar vida a un «Ministerio de Planes», aunque sólo sea para no ir a la zaga de los otros países civilizados, y sin olvidar que si Inglaterra fué la cuna de Tomás Moro, recordemos que han sido los españoles los autores de las primeras leyes de planeamiento urbano-rural de los tiempos modernos: las *Leyes de Indias*.

Por otra razón, no hay duda de que el resumido estudio que de la colonización inglesa pienso presentar, puede ser de utilidad para los que nos dedicamos a esta técnica. Por nuestra parte, daremos por bien empleada nuestra labor si con ella podemos conseguir algo en el aspecto de suscitar vocaciones de urbanistas, no tan sólo entre mis compañeros arquitectos y técnicos en general, sino entre los juristas. Repito lo que en otra ocasión hemos dicho de que el planeamiento es una estructura *arquitectónica* —tomemos la palabra en su sentido pleno etimológico— que debe asentarse sobre una roca jurídica.

La organización oficial del Planeamiento de Inglaterra

viene apoyada y complementada por el gran interés que en el público despierta estos asuntos; interés que se refleja en la labor de algunas sociedades particulares, entre las cuales se destaca la «Town and Country Planning Association» (1) y en revistas y publicaciones especializadas, como son «Town Planning Review» (2), «Town Planning Year Book», etc.

El problema del planeamiento de las ciudades se presentaba en Inglaterra en forma no muy distinta de como se presenta en otros países, es decir, como necesidad de ordenar el crecimiento rápido de las urbes, encauzando dentro de un orden estructural el movimiento inevitable de urbanización, dando nuevos cauces adecuados a las corrientes cada día más caudalosas y rápidas de vehículos modernos y proveyendo de viviendas adecuadas a las poblaciones crecientes.

El del planeamiento rural era de solución, si cabe, más imperativa. Era necesario armonizar las simultáneas demandas de un espacio insuficiente, hechas en nombre de intereses muy distintos: producción agrícola, desarrollo urbano, construcción de viviendas, instalación de industrias, defensa de la plena Naturaleza en zonas para el descanso, etc.

La producción de alimentos para el pueblo inglés venía, antes de 1942, proporcionado, en una tercera parte, por su propio campo. La guerra obligó a realizar un esfuerzo para aumentar ese tanto por ciento, y se ha conseguido hasta una mitad.

Desde 1932, por lo menos —prescindamos de las leyes sobre planeamiento urbano promulgadas desde principios de siglo—, se desarrolló un esfuerzo constante por parte de los gobiernos ingleses para ir mejorando paulatinamente la organización del Planeamiento. Cada día fué siendo más fuerte el apoyo, la base legal de esta actividad.

En esto nos dan los ingleses alto ejemplo de continuidad y de constancia en un empeño para el logro de un objeto, cuya importancia ya nadie puede poner en duda. Tanto es así, que cometeríamos un error si considerásemos al Planeamiento inglés como un producto exclusivo de la política laborista. En Inglaterra, como en los Estados Unidos y como en España, el Planeamiento es una necesidad absoluta, determinada por las características de la época actual. Y, precisamente, de las sucesivas leyes planeativas que iremos reseñando, las más importantes, la de 1944 y la de 1943

(1) «Town and Country Planning Association» es una fusión de las antiguas entidades «Garden Cities» y «Town Planning Association», y es alma de la misma Sir Patrick Abercrombie. Entre las actividades de esta entidad deben citarse las reuniones anuales, con conferencias y discusiones sobre un tema determinado, las cuales han tenido notable influencia en la obra de los legisladores. Estas reuniones se organizan en una forma similar a las de nuestro «Instituto de Estudios de Administración Local».

(2) Publicada por el Departamento de Proyectos Urbanos («Civic Design») de la Universidad de Liverpool.

—que instituye el Ministerio—, son obra del Gobierno presidido por el conservador Mr. Churchill.

El paso más importante que se ha dado en relación con este concepto, que, si bien tiene precedentes históricos, puede considerarse como una de las instituciones políticas típicas de nuestra época, es, indudablemente, el de la creación de este Ministerio, que actúa desde el año 1943 y que ha pasado a ser uno de los más activos e importantes del Gabinete.

EVOLUCIÓN DE LAS LEYES DE PLANEAMIENTO

Legislación anterior a la guerra

Las Leyes de 1909 y 1919, además de ser puramente urbanas, estaban tan en relación con la construcción de viviendas —y aun con la «Housing Act», que la regulaba—, que podía creerse que el «planning» era un capítulo del «housing», cuando, en realidad, es lo contrario.

En la anteguerra no hubo ya otra Ley de Planeamiento hasta la de 1932 («Town and Country Planning Act», 1932). En ésta, todavía el poder de autoridad de Planeamiento se limitaba a intervenir en el uso del terreno, sin apenas capacidad para preparar esquemas relativos a las partes ya construídas de las ciudades.

Era una Ley, además, más *regulativa* que constructiva. Los organismos planeativos tienen la intervención en el uso del terreno por imposición de restricciones al propietario, pero apenas tienen poder legal para adquirirlos, poseerlos y planear constructivamente.

Por otra parte, no impone todavía a las autoridades locales la obligación de preparar los planes de sus áreas.

Según ella, el Planeamiento sigue siendo esencialmente local, no nacional; la función del Gobierno se limita a dar normas directivas a las autoridades locales y a sancionar o enmendar los planes que se le someten.

Los únicos poderes constructivos, más que las Leyes de Planeamiento, los daban entonces las «Housing Acts», o sea, las Leyes de Construcción de Viviendas, como la de 1936.

De todos modos, la Ley de 1932 es el primer intento de realización de un código planeativo amplio y total. «the first attempt to formulate a comprehensive code».

Legislación durante los años de guerra

Los hechos que hacían necesario el Planeamiento en Inglaterra se acentuaron extraordinariamente durante el período de la guerra (1942-1945), por la necesidad, aún mayor que antes, de arrancar a la tierra el máximo posible de producción y de reconstruir racional-

mente los tremendos destrozos causados por los bombardeos y por las V.

El primer paso verdaderamente importante fué el de la creación del Ministerio de Planeamiento, por la Ley «The Minister of Town and Country Planning Act», de 1943, por la cual, reconocida la necesidad de una política nacional, preparada y guiada por una autoridad central en lo referente al Planeamiento urbano-rural, se nombraba un ministro y se le imponía la misión y el deber de velar por la «consistencia y continuidad en la estructuración y realización de una política nacional respecto al uso del suelo».

En el mismo año, la «Town and Country Planning (Interim development) Act», deja de hecho todo el territorio de la Metrópoli bajo la intervención de las autoridades planeativas, y da poderes al Ministro para evitar conflictos con los planes oficiales.

La «Town and Country Planning Act, 1944», siguió aumentando los poderes de adquirir terrenos con fines de Planeamiento, convirtiendo a esta actividad política, cada vez más, en una actividad «constructiva», además de regulativa.

Tal vez la parte más importante de esta Ley es la que se refiere a lo que llamaríamos en España Reforma Interior, con todas sus derivadas, como, por ejemplo, la adquisición y urbanización de las zonas de «Overspill», o sea, de aquellas áreas exteriores destinadas a acomodar a las personas y actividades que antes se alojaban en las zonas interiores en malas condiciones, con el fin de que éstas pudieran ser satisfactoriamente replaneadas.

Hemos de hacer una observación: Si bien es verdad que estas Leyes fueron dictadas en un período tan de excepción como fué el de la guerra, su interés y su vigencia no han decaído al producirse la paz, porque tan graves son los males urbanísticos de nuestra época, que una cirugía de guerra resulta el mejor tratamiento para su cura.

La Ley establece que, en el caso de que el Ministro considere que una zona, esté o no situada dentro de la jurisdicción de la correspondiente autoridad local, es necesaria para el establecimiento «Relocation» de determinada nueva población o industria o para dar lugar a nuevos espacios libres, como consecuencia de reformas interiores en zonas, bien afectadas por la guerra o bien en malas condiciones, puede autorizar su expropiación forzosa.

Las citadas Leyes de Planeamiento, aunque no estén en vigor, tienen para nosotros notable interés, no tan sólo porque han servido de preparación y experiencia a las que rigen actualmente, sino porque demuestran el proceso seguido para llegar a los resultados actuales.

Pasemos a reseñar ahora, en una forma esquemática, analizando los puntos que más interés puedan te-

ner para nosotros, las dos Leyes por las que se rige el Planeamiento inglés en la actualidad, o sea, la de «Nuevas Poblaciones», de 1946, y la de «Planeamiento Urbano-Rural», de 1947, empezando por la segunda, que recoge gran parte de la legislación anterior sobre el tema, especialmente en cuanto a la organización general y a los organismos en los que se funda la primera.

Además de las Leyes de Planeamiento Urbano-Rural y de Nuevas Poblaciones, que son puramente planeativas, debemos citar algunas otras relacionadas con el mismo de manera directa, como son las de Viviendas, de Expropiación Forzosa, de Régimen Local, etc. (1).

LA LEY DE PLANEAMIENTO URBANO-RURAL DE 1947

(«Town and Country Planning Act, 1947»)

Autoridades y Organismos encargados del Planeamiento

Esta Ley, más allá de lo que significaban las anteriores, establece un código nuevo y completo para la regulación del uso, desarrollo y explotación de todo el suelo de la Nación. Según ella, la organización planeativa gira alrededor de las siguientes autoridades:

1) *Ministro de Planeamiento* (creado por la «Ley del Ministro de Planeamiento Urbano-Rural de 1948»).

2) *Comisión Central* («Central Land Board»). «Organismo incorporado bajo este nombre, con sucesión perpetua y sello propio», integrado por un presidente y un máximo de siete vocales nombrados por el Ministro, con la sanción del Parlamento.

3) *Comisiones de Planeamiento Local* («Local Planning Authorities»). Organismos encargados del Planeamiento Urbano-Regional, por Condados. La Ley establece que, en cada Condado, será generalmente autoridad de Planeamiento Local el Consejo del Condado (County Council).

Hay que advertir que la organización política local en Inglaterra es esencialmente distinta de la nuestra. Los Condados corresponden, aproximadamente, a nuestras provincias, aunque con extensión menor —hay 60 Condados entre Inglaterra y Gales—. Tiene cada uno de ellos su «County Council», establecido según la «Local Government Act» de 1888 (2). Pero, además de estos Condados urbano-rurales, hay ciertas ciudades que constituyen un Condado en sí mismas.

El Ministro, si lo cree conveniente, y con el consentimiento de los Municipios afectados, puede establecer una sola «Comisión de Planeamiento Local», o «Joint Planning Board», para dos o más Condados; es decir,

(1) Véase la cronología al final.

(2) Con posterioridad a esta Ley, la de 1933 codifica la constitución de los poderes generales de los seis tipos de gobiernos locales.

que es legalmente posible la mancomunidad de Condados a efectos de Planeamiento.

4) *Comités de Planeamiento* («Planning Comittes»). Cada Comisión creará el correspondiente Comité técnico-político para ayuda en la redacción de los planes. El Comité es, pues, una especie de oficina semitécnica, constituida con la condición de que, por lo menos, la mitad más uno de los miembros del Comité, deben serlo de la Comisión.

Planes

Tan pronto como sea posible, después de entrar en vigor la Ley, cada Comisión de Planeamiento Local llevará a cabo una información de su correspondiente zona, y, dentro del plazo de tres años (el cual, en ciertos casos, se podrá prorrogar), deberá presentar al Ministro el «Plan de desarrollo urbano-rural», o, como diríamos aquí, «Plan de ordenación» («Development Plan»), que exprese la forma en que el terreno urbano-rural debe ser desarrollado dentro de la zona correspondiente y las etapas a través de las cuales esta ordenación tiene que realizarse.

Los reglamentos de aplicación de la Ley, que, según ésta misma indica, deberán ser redactados inmediatamente, regularán la forma y el contenido preciso de estos planes de desarrollo urbano-rural y los planos y otros documentos que deben obligatoriamente redactarse para que el proyecto contenga el grado de detalle que será apropiado para cada parte de la zona, con las siguientes normas:

a) En todo plan de desarrollo urbano-rural deberán quedar previstas, entre otras cosas, los trazados de carreteras y solares para edificios públicos y privados, los emplazamientos de obras de ingeniería, aeropuertos, etc., parques, sitios de recreo y bellezas naturales que convenga proteger.

Deberán, igualmente, señalarse las áreas de terrenos que deberán destinarse a usos agrícolas, residenciales e industriales, o a otros fines prescritos en el Plan.

b) Deberán igualmente quedar señaladas en el Plan todas aquellas zonas sujetas a expropiación forzosa, y que pueden comprender, no tan sólo el área que deba ser propiamente objeto de la reforma, urbanización, etc., sino las adyacentes y contiguas, así como todo terreno o solar que, a juicio de la Comisión de Planeamiento Local, sea conveniente expropiar con vistas a los fines comprendidos en el Plan.

A los efectos de lo dicho anteriormente, se considera como «Zona de desarrollo u ordenación total» («Comprehensive development») a toda porción de terreno, urbano o rural, que deba ser transformada con alguno de los fines siguientes:

a) Mejora importante si se trata de zona urbana

afectada por la guerra o que se halle en malas condiciones por trazado inadecuado o edificación antikuada.

- b) Construcción de viviendas o industrias.
- c) Otros fines en relación con el Plan.
- d) Establecimiento de espacios abiertos y zonas de reposo.

Aprobación de los Planes por el Ministro

El Ministro puede aprobar o no, y en el primer caso introduciendo o sin introducir modificaciones en los mismos, los planes que le sean presentados por las Comisiones de Planeamiento Local.

Expresa claramente la Ley que las zonas sujetas a expropiación forzosa no lo podrán estar por plazo mayor de diez años. Más concretamente: el Ministro no podrá aprobar un Plan de desarrollo urbano-rural que contenga zonas sometidas a su expropiación forzosa si, a su juicio, dicha expropiación forzosa no tiene que llevarse a cabo en el plazo máximo de diez años, o siete, en el caso de terrenos agrícolas. Más adelante expresa que si a los doce años (o diez en los terrenos agrícolas) de la aprobación de un Plan las zonas expropiables no han sido expropiadas, los propietarios interesados podrán dirigirse a la Comisión exponiendo su interés en que se realice dicha expropiación. Si a los seis meses de su instancia no ha sido llevada a efecto la misma, quedará automáticamente exonerada la propiedad del expresado gravamen.

Revisión periódica de los planes

Los planes se presentarán de nuevo al Ministro cada cinco años, después de haber introducido en los mismos las alteraciones a que las circunstancias hayan obligado durante el transcurso de los mismos.

Si alguna Comisión de Planeamiento Local deja de presentar al Ministro el correspondiente Plan dentro de los términos señalados (sea el original o los de revisión quinquenal) o el Ministro, después de haber llevado a cabo la información correspondiente, comprueba que no han sido tomadas por parte de la Comisión las medidas necesarias para la redacción del mismo, podrá redactarlo por sí mismo o encargar de dicha redacción a la Comisión correspondiente a otro Condado, vecino o interesado por algún concepto en la redacción del Plan expresado.

Serán introducidas en los planes generales los aprobados anteriormente para redes de carreteras y nuevas poblaciones, aunque los sean por otras autoridades (en el caso de carreteras, el Ministro de Transportes).

Permiso para urbanizar y desarrollar solares o terrenos

(«To develop land»)

El verbo «to develop», tan usado en el Planeamiento inglés, tiene difícil traducción al castellano. Define

el concepto la propia Ley como «realización de obras de urbanización, construcción, ingeniería, minería o de otras operaciones, en, sobre o debajo de la tierra». Se exceptúan las obras de conservación de caminos y las de inspección, reparación y renovación de alcantarillados, así como el uso del terreno con fines agrícolas o forestales.

Todo permiso para «develop land» debe ser solicitado a la Comisión de Planeamiento Local correspondiente y concedido por la misma, salvo en los casos en que el Ministro ordene que los permisos sean solicitados directamente del mismo.

Se prevé el caso de que sea procedente el pago de una indemnización al propietario por razón de habersele denegado el permiso.

Resulta interesante lo que prescribe la Ley sobre la posible revocación de permisos de obra (naturalmente, no terminada la misma), cosa a que la evolución constante de los principios del Planeamiento puede dar lugar. También se expresa que en las obras que se hallen en ejecución en el momento de entrada del Plan en vigor, puede la Comisión Local dar orden de suspensión o modificación de las obras en ejecución para su ajustamiento al mismo. En este caso, como en el anterior, cabe la concesión de indemnizaciones.

Conservación de monumentos y de bosques o árboles de valor especial

Resultan de gran interés las secciones en las cuales la Ley se ocupa de la preservación de edificios históricos y artísticos. Para la conservación de monumentos rige también en Inglaterra la «Ancient Monuments Consolidation and Amendment Act, 1913». Más interesante para el caso de España en este aspecto es lo referente al «Trust Nacional para lugares de interés histórico o belleza natural», regulado por las Leyes del Trust Nacional de 1907 y 1939. El «Trust Nacional» es una sociedad anónima autorizada para poseer inalienablemente y administrar los edificios y terrenos de interés en este aspecto (palacios en las ciudades o en el campo, parques y jardines, antes de propiedad particular, etc.).

El «Trust Nacional», cuya fundación en España sería de gran utilidad, ha salvado de la desaparición muchos monumentos que, con nuestra actual organización social y régimen tributario, no habrían podido sostener sus propietarios (1). A la conservación de determinado monumento o de determinado árbol o bosque, se obliga mediante un tipo especial de Orden

(1) No no detenemos más en estas secciones de la Ley, que tienen gran interés para nosotros, por intentar hacerlo en otra ocasión en una obra en preparación sobre nuestro Tesoro monumental.

(«Building Preservation Order» o «Tree Preservation Order» (1).

La ley impone al Ministro la obligación de formar los inventarios o listas de edificios histórico-artísticos, y puede igualmente aprobar (con o sin modificaciones) las que se le sometan por parte de otros organismos o personas. Para obligar a la conservación de edificios contenidos en estos inventarios, no se necesita la «Orden de Conservación» citada en el párrafo anterior.

En la parte cuarta, al tratar de las expropiaciones, dice la ley que cuando, a juicio del Ministro, no se atiende razonablemente a la conservación de un edificio histórico-artístico, sea de los catalogados o para el cual se haya dictado una Orden de Conservación, podrá dicha autoridad autorizar al «County Council» para que lo adquiera por expropiación forzosa.

Intervención en los anuncios publicitarios

La legislación inglesa se ha ocupado en otras ocasiones de este asunto (2), del cual tan poco preocupados estamos en España, por parecernos seguramente de importancia intrascendente. Debemos confesar, en honor a la misma, que lo que más contribuye al aspecto tan agradable de los pequeños poblados de Inglaterra es, tal vez, la falta de anuncios detonantes e impropios. La autoridad de Planeamiento Local tiene amplios poderes para prohibir, restringir o regular la colocación de anuncios publicitarios de todas clases, en beneficio de la estética o de la seguridad pública.

Indemnización por depreciación del valor del suelo a causa de esta ley

Esta parte de la ley demuestra, no tan sólo el alcance de la misma y la importancia que el Estado británico da a la organización planeada del suelo, sino también el respeto de la Inglaterra socialista por el Derecho de propiedad, al determinar que el Estado adquirirá de los propietarios de terrenos en Inglaterra, Escocia y Gales, su derecho a desarrollarlos (en el amplio sentido de la palabra inglesa) por la cantidad total de 300.000.000 de libras esterlinas.

En otras palabras: cuando una propiedad se halla afectada por el Plan, de manera que, después de la aprobación del mismo, su valor venga disminuido (trátese de un latifundio destinado a ser colonizado, de un terreno que debe convertirse en parque o zona verde, de un solar en el cual se restringe la edificación, de un edificio que debe ser demolido, de un suelo que

contiene minerales, etc.), el propietario de la misma debe ser indemnizado en proporción a la depreciación de su propiedad.

Se exceptúa el caso en que, valorada esta depreciación, alcanzara un valor menor de 20 libras por acre o de un 10 por 100 del valor total de la propiedad depreciada. Se considera que, en este caso, la poca importancia del estímulo, para la realización del desarrollo, lo hace improbable.

Todos los que nos hemos encontrado alguna vez en el terreno práctico de redactar planes o de llevarlos a la realidad, podemos apreciar la importancia que tiene para el planeador el encontrarse en un terreno de plena libertad frente a los derechos, a veces, justos, a veces, abusivos, de los propietarios para la realización de los planes.

La ley regula con todo detalle la forma en que debe hacerse esta valoración de lo que podríamos llamar *minus-valía*, así como con cargo a qué fondos deben hacerse estos pagos.

Las instancias de los particulares afectados se deben dirigir a la «Comisión Central de Planeamiento», acompañadas de los justificantes que correspondan, a la cual compete la complicada labor del prorrateo.

Impuestos por desarrollo

La ley autoriza a la Comisión Central para percibir un impuesto sobre toda operación de desarrollo para la cual se necesite solicitud de permiso, con determinadas excepciones.

La misma Comisión fija el valor de dicho impuesto, teniendo en cuenta el aumento de valor, la *plus valía* de la propiedad, una vez concedido dicho permiso.

En los casos en que se lleven a cabo operaciones de desarrollo en contravención con lo que prescribe esta ley, el impuesto será determinado automáticamente por la Comisión, la cual podrá imponer al contraventor una multa no superior al doble del expresado impuesto.

LA LEY DE NUEVAS POBLACIONES DE 1946

(«The New Towns Act, 1946»)

El Ministro de Planeamiento Urbano-Rural, previa consulta con las autoridades locales a las que corresponda, si lo considera conveniente en bien de la Nación, puede dar una orden declarando a determinada área de terreno como emplazamiento para una nueva población.

En el primer anexo de la ley se fija el procedimiento que debe ser seguido para darse una orden de esta clase, y, según el mismo, debe publicarse previamente en la «London Gazette» y en uno o varios periódicos locales tal decisión, justamente con el corres-

(1) El hecho de que a veces la sola protección de un árbol merezca un decreto especial de un Estado, demuestra que nuestra Civilización es menos materialista de lo que pudiera parecer.

(2) En «The advertisements Regulation Act» de 1905 y 1907.

pondiente Plano de Emplazamiento, señalando el sitio, dentro del área de la nueva ciudad en la cual se hallan expuestos los planos del anteproyecto («draft») y fijando un plazo, no menor de veinte días, para la presentación de reclamaciones. En el caso de haberlas, procede la celebración de una vista pública, después de la cual el Ministro podrá decidir (1).

Corporaciones de urbanización

(«Development Corporations»)

Una vez fijado el emplazamiento de la nueva ciudad, el Ministro constituirá la correspondiente «Corporación de Urbanización», compuesta de un presidente, un vicepresidente y siete miembros, como máximo.

La misión de dicha Corporación será el velar para que el trazado y desarrollo de la población se realice sobre las normas aprobadas previamente con este fin, en la forma que se señala detalladamente.

Estas Corporaciones tendrán capacidad para adquirir, poseer y administrar y disponer de terrenos y otros bienes y para llevar a cabo operaciones de edificación, abastecimiento de aguas, gas, electricidad, etc.

Planeamiento y gobierno de la urbanización

La Corporación de Urbanización deberá someter al Ministro, periódicamente y de acuerdo con sus propias instrucciones, las proposiciones referentes a la edificación y desarrollo, dentro de las líneas aprobadas.

Adquisición de terrenos

La Corporación podrá adquirir, por convenio con los propietarios o mediante expropiación forzosa:

1) Los terrenos situados dentro del perímetro fijado para la población.

2) Los terrenos, sean o no adyacentes al mismo, que sean necesarios para fines relacionados con el desarrollo de la misma, como provisión de servicios, establecimiento de parques, etc.

Durante los primeros años, a partir de la aprobación del emplazamiento para una nueva población, las expropiaciones podrán realizarse por el procedimiento de urgencia que regula la correspondiente ley («Acquisition of Land (Authorization Procedure) Act, 1946»).

(1) El procedimiento de las «vistas públicas», que complementa el trámite de la exposición a efectos de reclamación, que no es usual ni legal en España, consideramos que es de gran utilidad y eficacia. Más aún: con su implantación podría tal vez acortarse el plazo corriente de un mes para la presentación de reclamaciones, con lo que se reduciría la tramitación burocrática.

Construcción de viviendas

Las Corporaciones de Urbanización serán consideradas como «Housing Associations» (asociaciones para la construcción y administración de viviendas), con las atribuciones que da a las entidades de este nombre la vigente Ley de Viviendas («Housing Act», 1936).

Contiene la ley disposiciones referentes a los servicios sanitarios de la nueva población, y ordena atenderse a lo preceptuado en la «Ley de Sanidad Pública» («Public Health Acts», de 1936 y 1937), y aclara la dependencia en este aspecto del Ministro de Sanidad.

El Ministro puede conceder créditos a dichas corporaciones por un total que no exceda de 50 millones de libras esterlinas. Un auditor, nombrado por el Ministro, regula la contabilidad, estados de cuentas anuales e intervención, y otros detalles referentes a la financiación y administración de dichos créditos.

CRONOLOGÍA DE LAS PRINCIPALES LEYES INGLESAS RELACIONADAS CON EL PLANEAMIENTO

- 1913. The Ancient Monuments Consolidation and Amendment Act (Ley de consolidación y reforma de Monumentos Históricos).
- 1919. The Acquisition of Land (Assessment of Compensation) Act (Ley de Expropiación forzosa, justiprecio de las indenizaciones).
- 1925. The Advertisements Regulation Act (Ley de regulación de Anuncios publicitarios).
The National Trust Act (Ley del Trufo Nacional para la conservación de lugares y edificios de interés histórico o belleza natural).
The Town and Country Planning Act (Ley del Planeamiento urbano rural).
- 1930. The Housing (Scotland) Act (Ley de Viviendas para Escocia).
- 1931. The Ancient Monuments Act (Ley de Monumentos antiguos).
- 1932. The Town and Country Planning Act (Ley de Planeamiento Urbano-Rural).
The Town and Country Planning (Scotland) Act (idem para Escocia).
- 1933. The Local Government Act (Ley de Administración Local).
- 1935. The Housing (Scotland) Act (Ley de Viviendas para Escocia).
- 1936. The Housing Act (Ley de Viviendas).
The Public Health Act (Ley de Sanidad pública).
- 1938. The London Government Act (Ley para el gobierno de la ciudad de Londres).
- 1943. The Minister of Town and Country Planning Act (Ley del Ministro de Planeamiento Urbano-Rural).

- The Town and Country Planning (Interim development) Act (Ley de Planeamiento Urbano-Rural, disposiciones provisionales).
- The Green Belt (London and Home Counties) Act (Ley de «cinturón verde» para Londres y Condados vecinos).
1944. The Town Country Planning Act (Ley de Planeamiento Urbano-Rural).
- The Town and Country Planning (Scotland) Act (Ley de Planeamiento Urbano-Rural para Escocia).
1945. The Requisitioned Land and War Works Act (Ley de terrenos requisados y obras de guerra).
1946. The Acquisition of Land (Authorisation Procedure) Act (Ley de Expropiación forzosa, procedimientos para su autorización).
- The New Towns Act (Ley de nuevas poblaciones).
1947. The Town and Country Planning Act (Ley de Planeamiento Urbano-Rural).
- The Town and Country Planning (Scotland) Act. (Ley de Planeamiento Urbano-Rural para Escocia).

(De la conferencia pronunciada por el arquitecto D. Víctor D'Ors con ocasión de la Reunión de Técnicos Urbanistas en el Instituto de Estudios de Administración Local, de Madrid.

Publicada en la «Revista Nacional de Arquitectura», núm. 85, enero 1949.)

IX

EL CAMPO Y LAS COMUNICACIONES

Pero tenemos que visitar o, por lo menos, pasar la mente por otros temas, so pena de terminar dejando nuestra conferencia manca, tuerta o coja.

Vamos a revisar, pues, de prisa, esos elementos de tipo predominantemente utilitario, que manchan, maltratan, asustan, amputan y aún son a veces sangrantes heridas en el paisaje, y, en favor de la brevedad, me autorizaréis a que, en su rápida revista, vaya señalando seguidos —y sin discutir razones— males y remedios.

Caminos.—Sólo en las comunicaciones importantes puede prescindirse de la adaptación al terreno, que es como un camino puede quedar siempre bello, y, entonces, precisa, lo mismo que separación de sentidos, zona de transición lateral que haga de intermedia, bien estudiada, entre la carretera y el paisaje. Construcción marginal, salvo excepciones, a mayor distancia de ocho a veces el ancho de la carretera.

Cercas.—Nunca verjas, excepto en país de hierro, ni cercas altas de fábrica, excepto en algún caso muy

especial. Si puede ser, cerramientos verdes. Tanto aquí, como en muros de contención, la menor cantidad de fábricas; nunca relamida mampostería, esto es, «a la malicia».

Perfil.—En carretera o paseos a media ladera o en cornisa, no cortar la ladera con el perfil de la carretera. Preparar una moldura térrea sostenida por bordillo y vegetación.

Perfil.—Procurad una red de paseos y sendas exclusivamente para peatones a través del campo. La proyectada para Hull, en su plano comarcal, es increíblemente desarrollada.

Los pueblos.—El que la carretera atravesase los pueblos proyectados por medio es un error, de origen propagandístico, en el que se ha incurrido. La propaganda es uno de los grandes males del mundo entero. Suele pisotear el bien, la belleza y la verdad.

Anuncios.—No permitir que los anuncios se nos impongan en el paisaje. Los anuncios, sólo admitidos a la entrada de los pueblos, en carteleras bien estudiadas y entonadas y visibles, esto sí, y en relación con el contenido de dichos pueblos o sus intereses directos.

Árboles.—Hay que arbolar bien las carreteras. A veces, convendrá interrumpirlas por balcones. Árboles de porte. Y en casi toda España convienen buenos túneles en verano. ¿Por qué nunca frutales como ya 759 años a. de J. obligó a plantar el Emperador Koben en muchos caminos del Imperio japonés, con árboles especiales como cuenta-distancias? ¿Por qué siempre una sola fila, cuando la hay?

Más sobre caminos.—¡Haced que los caminos se destaquen en el paisaje! El espíritu se complace en ello.

Firmes.—Estudiar bien los firmes; es problema difícil, pero nuestros ingenieros saben ya muchas cosas sobre ello. No pueden ser igual en Galicia que en Levante. Los más acertados, técnicamente, serán, con seguridad, los más bellos.

Accesos.—Cuidado con los accesos privados y públicos. Que no penetren brutalmente en la carretera. Es igualmente malo para la circulación y para la estética.

Rótulos.—Tipificar rótulos necesarios, por comarcas, cuenta-kilómetros, etc. Bien visibles, pero humildes, nunca escandalosos. Entonados, nunca confundidos.

Postes y cables.—Todo esto bien humilde técnicamente, bien resuelto y si puede ser subterráneo. El exhibirlo es como si el hombre lo hiciera con sus nervios, o sus venas, o sus intestinos.

El ferrocarril.—Aquí también técnica perfecta y humilde. No escandalizar demasiado considerándose el portador del progreso. Las obras de consolidación, desmontes, trincheras, etc., con poca fábrica, sólo donde sea imprescindible. Taludes verdes con plantación como tránsito. Disfraz allí donde la inevitable injuria

sea demasiado violenta. Todo ello reza también con los túneles, en los que hay que evitar el plano vertical a secas, tajando el monte. No decorar su forma funcional ni ornamentarlos nunca. Si técnicamente son perfectos, deben quedar estéticamente bien. Las casetas suelen ser horrendas.

Puentes.—En toda obra ingenieril y, sobre todo, en los puentes, fuera muy útil la colaboración de los arquitectos. ¿Por qué siguen estos compartimentos estancos profesionales? Poquísimos puentes tienen en cuenta el terreno donde salen y acometen; en su plástica, casi ninguno tiene en cuenta el paisaje en torno. Muchísimos, incluso, son técnicamente desgraciados.

Parques y bosques.—Hay que plantar muchos árboles, conservar y mejorar los que hay. Una red nacional sería de desear pensando en el esparcimiento, en la salud, en el recreo, en el deporte y en el espectáculo, como se ha hecho en otras naciones.

Basuras y desperdicios.—En los alrededores de las ciudades, marcar los sitios y ocultarlos lo más posible. En los lugares de esparcimiento muy frecuentados, cestos y vigilancia de guardas, con hermosas mul-tas en su beneficio.

El automóvil.—En relación con el tipo de carretera y sus tramos, velocidad-tope fijada. Tipos de claxon o bocinas estridentes o poco sonoros, prohibidos. Pueden ser muy sonoros y gratos. ¿Destroza el automóvil la armonía del paisaje? Según. Cuando de un pimpante «haiga», bien charolado y múltiplemente cromado, detenido a pleno sol en «un lomo de asno» de la carretera, salen juerguistas señoritos medio borrachos, con sus trajes de noche, pegando berridos, evidentemente sí. Cuando un tipo de coche como el elegante último modelo «Rolls», amarillo muy pálido —que puede verse hoy mismo aparcado en la puerta del Ritz esperando a sus afortunados poseedores— se desliza bajo los frondosos árboles o se estaciona en ensanchamientos previstos, mientras sus ocupantes, vestidos para el campo, exploran los alrededores, evidentemente no. Puede entrar —aunque súbdito extranjero hasta ahora— en la «sacra conversazione».

Las estaciones de servicio.—Debieran ser mejor clasificadas y más frecuentes. Constituyen un problema estético; conviene pensar en una media normalización estética de su forma y también de sus emplazamientos, con árboles y entonando con el lugar. Y, sobre todo, evitar en los depósitos este aire de sucias latas.

X

MEDIDAS PRÁCTICAS

Y ahora, ¿qué? ¿Qué hacer con la teoría, con toda esta crítica y con nuestra normalización larvada? Las

dificultades son demasiado grandes para pensar en acción rápida y eficaz. Pero impenitente «entusiasta, aunque pesimista» —como, según dijo un día Mussolini, somos los hombres de nuestra generación, a diferencia de la anterior, en la que la gente era optimista, pero escéptica—, deseo, este año también, proponer alguna acción. Medidas, unas, de eficacia a largo plazo, pero también de largo alcance: artillería pesada; otras, de artillería ligera.

Comencemos por los cohetes dirigidos. Convendría emprender una gestión cerca del Ministerio de Educación Nacional para que señalara a los maestros de todo orden el deber de imbuir en los niños el respeto a civilidad y a la Naturaleza, el amor a los paisajes de nuestra patria y nuestro arte. En tal terreno la educación media de los españoles es lamentable.

Otra cosa: sería de interés el que en las Escuelas de Arquitectura se trataran algunos temas desde el punto de vista de «arquitectura paisajista», apoyando esta práctica con enseñanzas teóricas. En relación con un Seminario de estética o de urbanismo, o en el mismo Seminario de Urbanismo de aquí, del Instituto, pudiera irse poco a poco preparando una normalización de orden predominantemente estética para el paisaje.

«Desarrollos de núcleos en línea», «Plazas Mayores», «Collados», «Barrancos», «Alamedas», etc., he aquí unos cuantos conceptos urbanísticos-paisajísticos por los que el mundo nos conoce y que debieran servir de primera base para nuestra escuela.

Otra cuestión: convendría que fuéramos preparando el terreno para una más íntima colaboración entre nuestras técnicas de la construcción. Los ingenieros nos hacen mucha falta y los arquitectos somos necesarios en muchas obras de Ingeniería. El Ministerio de Obras Públicas debe ser reformado cuanto antes y enlazado de alguna manera con la planificación, colonización y urbanización de España. También me parecería útil que nuestra Dirección pidiera a los arquitectos municipales y provinciales que prepararan relaciones de zonas paisajistas de alto interés estético en su demarcación.

Una medida que yo solicitaría con urgencia y que pudiera surtir rápido efecto sería el colocar las vías turísticas y los paisajes, bosques o lugares excepcionales por su naturaleza bajo protección —en cuanto a la estética se refiere— del Patronato Nacional de Turismo, y que éste se encargara de llevar a efecto su protección y cuidado en relación con el sistema de paradores, etc., y, en algunos casos, aun su explotación en plan de concesión administrativa. No sé si hay algo en marcha en este sentido, pero, independientemente del «campo humanizado» que propugnamos en nuestro intervencionismo, hace falta, como indicamos antes, el proteger, como intocables, o «teatralizar» unos cuantos excepcionales escenarios de Na-

turalidad que tenemos en nuestra Patria con variedad increíble. Tales maravillosos escenarios son los que yo colocaría especialmente bajo la protección del Patronato Nacional del Turismo.

XI

F I N

Y, basta. Porque esta conferencia se vuelve interminable. Entre todas las urgencias estéticas de nuestro

campo y como necesidad también económica y social, tenemos que dejar bien clavada en la memoria ésta: **ARBOLES.** Niños y grandes, Frentes de Juventudes y soldados, todos debiéramos estar preparando viveros y plantando árboles.

Uno de los más antiguos urbanistas —su amigo— decía que si bien los árboles solos no constituyen el paraíso, también es verdad que sin ellos no es posible imaginarlo. ¡Ah! Se me olvidaba: hay que salvar las márgenes verdes de nuestro Manzanares.

Mayo 1950.

Termina la lectura del anterior trabajo y tras la intervención en el debate de los Sres. Vizconde de Almeida Garret, De los Santos y Sierra, se aprobaron las conclusiones que figuran en la comunicación leída y añadiendo dos de las propuestas por el Sr. De los Santos, que dicen así:

1.^a *Constituir un grupo, dentro del Instituto de Ingenieros Civiles, por aquellos que sientan esta necesidad de embellecimiento de las obras, para hacer una selección de aquellas que lo merezcan, darlas a conocer a los restantes compañeros y desarrollar entre todos las iniciativas y normas para lograr una elevación del nivel estético de las obras ingenieriles.*

2.^a *Que se admita en todos los presupuestos de los proyectos un incremento, debidamente justificado, para mejorar sus calidades estéticas. Aumento que representará siempre un tanto por ciento muy pequeño del presupuesto total.*

Seguidamente, el Sr. Vizconde de Almeida Garret, solicita de la Presidencia anticipar la lectura de su trabajo, a causa de tener que intervenir en otra Sección que se celebra simultáneamente. Le es concedida por la Presidencia la venia para ello. Dicho trabajo es el núm. 263, siguiente:

N.º 263. - A técnica do problema habitacional

Autor: VIZCONDE DE ALMEIDA GARRET

Ingeniero Civil

O Estado reconhece o direito de propriedade como imposição racional de natureza humana, condição do maior esforço individual e colectivo na família e na sociedade e uma das bases essenciais da conservação e progresso sociais. (Art.º 12 do Estatuto do Trabalho Nacional português.)

Toda a pessoa humana deve poder usufruir por completo daquelas liberdades que eu chamo essenciais. É a própria Igreja que as defende por Ela sempre querer que a pessoa humana seja respeitada.

Ela devem também poder gozar de dois direitos:

- o direito ao trabalho;
- o direito ao lar.

Chegado o indivíduo à adolescência, isto é, passado o período da meninice e dos verdes anos, em que todas as suas faculdades devem poder concentrar-se numa aprendizagem de grau cultural mais ou menos elevado, consoante as suas aptidões, ele deve poder não só escolher o seu modo de vida consoante àquelas aptidões, como poder encontrar onde empregar a sua actividade com a justa remuneração.

É absolutamente indispensável que a Sociedade no mundo em que vivemos, se organize de modo a que nem haja o abuso por parte do capital, em não empregar-se em obra eminentemente utilitária, embora se lhe reserve a justa remuneração, nem tão pouco a dificuldade no desenvolvimento das actividades econó-

micas para que, por ele, se torne possível o emprego de uma cota crescente de mão de obra, seja qual for o carácter desta.

Mal nos ficaria, a todos nós, se não encarássemos os problemas social e económico com aquela largueza de vistas que permitem dar pleno seguimento às sempre oportunas palavras de Suas Santidades Leão XIII, Pio XI e Pio XII.

Verificado o direito ao trabalho em este ao justo salário, surge-nos desde logo o segundo direito: o direito ao lar.

Se é de excepcional interesse que a Assistência se desenvolva para que a sua actuação se torne cada mais lata contra toda e qualquer doença, contra a miséria moral e material, edificando hospitais, construindo sanatórios, distribuindo postos sanitários, atacando a tuberculose, fazendo guerra à lepra, exterminando a sífilis, não é de menor acuidade o alargamento da Previdência, sem a qual só estaremos criando elementos cada vez mais onerosos, exigentes de uma Assistência que, a certo ponto, atingiria o máximo de saturação

pela impossibilidade material de realizar a sua benéfica acção.

E se a Previdência se faz sentir através da criação de reservas que permitem a pensão por invalidez ou reforma, a través de um encaminhamento da juventude no sentido do seu desenvolvimento físico, através de um carinho constante em volta de todos os seres vivos para que a Humanidade tenha a alegria de viver, igualmente ela deve proporcionar ao adulto que constitui família —célula mater de uma Nação— um lar abrigado, condigno, duradouro e acessível à bolsa do chefe que para a família trabalha e vive.

E porque o problema habitacional da criação do lar a todo o que trabalha não é de um só país, é de todos os países, e por êle se têm interessado de um modo notável a Espanha e Portugal, eu tenho a honra de submeter à apreciação de V. Ex^{as}., Senhores engenheiros civis e presados colegas, espanhóis e portugueses, o meu ponto de vista pessoal neste assunto.

Antes porém, de iniciar o relato do meu estudo, quero trazer perante V. Ex^{as}., perante os dignos colegas da Nação vizinha e Amiga, o quanto o Governo Português tem procurado contribuir para a solução de tão magno problema.

Assim, o Governo fez promulgar diversos diplomas que permitiu dar execução a diferentes modalidades de construção, nomeadamente:

- I.—Casas Económicas.
- II.—Casas de renda económica.
- III.—Casas de renda limitada.
- IV.—Casas para pescadores.
- V.—Casas para famílias pobres.

Em linhas gerais referir-me-hei a cada uma delas:

I. CASAS ECONÓMICAS

O Governo Português entendeu sempre que toda a bôca tinha direito a pão e toda a família a um lar.

Estudaram convenientemente os Serviços o problema e concluíram dever optar-se pela casa individual, ficando pertencendo ao seu locatário findo certo período de anos, pertença desde logo da viúva e filhos por morte do chefe de família, com seguro contra a invalidez e desemprego do mesmo chefe e ainda contra o fogo, o número de divições sendo calculado para casal sem filhos, com filhos de um só sexo ou com filhos dos dois sexos, correspondentes aos tipos I, II e III,

creando as classes A e B, e mais tarde as C e D, consoante os proventos do agregado familiar.

Fez o Governo publicar então o Decreto 23052 (Diário do Governo n.º 217 - 1.ª série de Setembro de 1933) que estabeleceu as seguintes normas:

— a construção de casas económicas serão levadas a efeito pelo Estado de colaboração das Câmaras Municipais, Corporações Administrativas e Organismos Corporativos, para o que é instituído o Fundo de Casas Económicas;

— elas serão distribuídas aos chefes de família (empregados, operários e outros assalariados, membros dos Sindicatos Nacionais, funcionários públicos, civis e militares e operários dos quadros permanentes dos Serviços do Estado e das Câmaras Municipais) em regime de propriedade resolúvel e serão repartidas na seguinte proporção:

Classes	Funcionários do Estado das Câmaras Municipais	Sindicatos Nacionais
A	25 %	75 %
B	50 %	50 %

— a prestação mensal será calculada tendo em consideração os encargos destinados a garantir o seu pagamento em caso de morte, invalidez, doença ou desemprego do morador adquirente, com o respectivo seguro de vida, além do seguro contra incêndio;

— as casas económicas são isentas de contribuição predial o qualqu coasta camarária, nos primeiros dez anos do período de amortização;

— o beneficiário, locatário ou morador adquirente, é obrigado a constituir com a casa económica, um casal de família, assegurando a sua transmissão por morte;

— Ao Ministério das Obras Públicas compete o estudo do projecto, a escolha dos terrenos e a construção das Casas Económicas e ao Sub-Secretariado das Corporações e Previdência Social a sua distribuição, recebimento das rendas e velar pelo cumprimento da lei por parte dos locatários;

— O Estado comparticipa em 50 % de despesa a realizar para a construção de casas económicas, competindo os restantes 50 % às entidades que colaboram na mesma construção;

— as casas económicas serão moradias da família, classificando-se consoante o salário do agregado familiar

nas classes A e B, cada uma delas tendo três tipos I, II e III conforme já foi dito.

As prestações mensais (iguais entre si) serão calculadas em função das possibilidades do adquirente:

Classe A — até 20 \$ 00 diários
Classe B — até 45 \$ 00 diários,

vencendo o juro máximo de 5 % ao ano os capitais investidos por um período de amortização de 20 anos; assim elas serão com acréscimo ou a redução de 10 %, no valor de:

Classe A	80 \$ 00	90 \$ 00	100 \$ 00
Classe B	160 \$ 00	180 \$ 00	200 \$ 00

— os projectos deverão prever a ampliação da moradia de um tipo para os tipos imediatamente superiores, poderão agrupar-se lateralmente e deverão ter uma área de quintal entre 100 a 200 m. q.;

— os grupos de casas económicas deverão estar localizados em zonas de fácil acesso, servidas de meios de transporte económicos;

— os custos das construções terão como limite máximo:

Classe A	10.000 \$ 00	12.000 \$ 00	14.000 \$ 00
Classe B	19.000 \$ 00	22.000 \$ 00	25.000 \$ 00

— Os trabalhos de urbanização, arruamentos, rêdes gerais de água, luz e esgotos, serão executadas pelas Câmaras Municipais, pelo que os terrenos ocupados pelos agrupamentos serão pagos à razão de:

Classe A — 7 \$ 50/m. q.
Classe B — 20 \$ 00/m. q.

— As obras de conservação e benfeitorias ficarão a cargo dos respectivos locatários que as executarão mediante projecto superiormente aprovado.

Colhidos os resultados da experiencia, que mostraram «com segurança que foram criadas as melhores condições sociais, económicas, técnicas e morais» na solução portuguesa do problema da casa económica como «instrumento da defesa da instituição familiar e de conservação da ordem social existente», o Governo lança-se na cidade de Lisboa na construção de mais 2.000 casas económicas, 1.200 da classe A (com 4 a 6 divisões) e 800 da classe B (com 6 a 8 divisões), todas dotadas do seu quintal amplo e arejado.

Em vez de casas térreas, como na solução inicial, sê-lo-hão de rez-do-chão e 1.º andar, ambos do mesmo

locatário, para dar sempre independência à moradia, e terem um aspecto mais cidadão.

Serão igualmente destinadas a locatários salário do agregado familiar não exceda 20 \$ 00 diários para a classe A e 45 \$ 00 para a B, as prestações mensais não excedendo cerca de 100 \$ 00 para as primeiras e 180 \$ 00 para as segundas, o que representa 1/5 a 1/4 do salário do agregado.

A prestação representará sempre a amortização em 20 anos do valor da construção e os prémios de seguro por morte, doença ou invalidez e contra o desemprego accidental do locatário, e contra o incêndio da moradia.

O Estado deixará de cobrar juro de montante posto à disposição para a construção, as camaras Municipal efectuando o necessário empréstimo à taxa de juro máximo de 4 1/2 % e amortização em 20 anos, e será reembolsada à taxa de 4 %.

É prevista a construção, nos agrupamentos, de edificios de caracter social como: Escola, centro de educação, Igreja, sala de festas e recreio para crianças, devendo os respectivos planos de urbanização com tal contar.

O terreno urbanizado será pago à Câmara Municipal à razão de 7 \$ 50/m. q. para a área ocupada pela classe A e de 20 \$ 00/m. q. quanto à B, o Estado podendo participar nas obras de arruamentos e rêdes gerais de água, luz e esgoto, dentro dos citados agrupamentos.

Para tal fez o Governo publicar o Decreto numero 28912 (Diário do Governo n.º 186-1.ª série de 12 de Agosto de 1938). E as realizações continuam!

Mas quiz o Governo ir mais longe e naquele mesmo Decreto incluiu a construção de:

Casas desmontáveis em número de 1.000, destinadas ao alojamento provisório dos ocupantes dos «bairros de lata», para o que destinou a soma de 5.000.000 \$ 00, como subsidio. Este número é aumentado de outras 1.000 casas desmontáveis pelo Decreto n.º 33278 a que mais adiante se faz referencia.

Estas casas desmontáveis serão além de construídas, mobiladas de harmonia com os projectos superiormente aprovados.

E não parou por aqui a acção do Governo em matéria de *Casas Económicas*.

Assim, novo Decreto com o número 33278 (Diário

do Governo n.º 256-1.ª série de 24 de Novembro de 1943) vem dar impulso à matéria, alargando a sua acção.

Já o Decreto n.º 28.912 previa que o Estado podia promover a construção de casas económicas de acôrdo com as Instituições de Previdencia Social, os Organismos Corporativos e de Coordenação Económica e as Empresas Concessionárias de Serviços Públicos do Estado, além das Câmaras Municipais. Esse âmbito é alargado para «outras empresas ou entidades para atribuição aos respectivos serventuários» e por aquêle novo Decreto promove-se a construção de 4.000 moradias em Lisboa, Porto, Coimbra e Almada, na 3.ª devido às obras de Cidade Universitária e na 4.ª dado

o aumento populacional com a construção do Grande Arsenal do Alfeite e instalação de outros Serviços da Marinha de Guerra Portuguesa.

Além das classes A e B, são consideradas duas novas classes: C e D, destinadas à classe média, para agregados familiares usufruindo até 1.500 \$ 00 e 3.000 \$ 00 mensais, respectivamente.

Define-se que a conservação dos arruamentos pertence às Municipalidades e criam-se Comissões de Fiscalização que se encarregam de velar pela higiene, estética e conservação dos agrupamentos económicos, os encargos resultantes das obras de conservação e beneficiação mantendo-se a cargo dos respectivos moradores-adquirentes.

Tal decreto estabelece:

Classe	Tipo	Area média da moradia e seu quintal	Salário do agregado familiar	Prestações Lisboa Almada	Mensais Porto Coimbra	Custo limite Lisboa Almada	Da Const. Porto Coimbra	Preço por m.² do terreno urbanizado
A	I	150	600,00 a 1.200,00	130,00	110,00	15.500,00	12.500,00	10,00
	II			160,00	140,00	19.000,00	15.100,00	
	III			190,00	160,00	22.000,00	18.000,00	
B	I	200	1.100,00 a 1.700,00	250,00	210,00	29.500,00	24.000,00	20,00
	II			290,00	250,00	34.000,00	28.000,00	
	III			330,00	280,00	39.000,00	31.500,00	
C	I	275	1.500,00 a 2.400,00	350,00	300,00	41.500,00	34.000,00	30,00
	II			400,00	340,00	77.000,00	38.000,00	
	III			450,00	380,00	53.000,00	43.000,00	
D	I	350	2.100,00 a 3.000,00	500,00	420,00	59.000,00	47.500,00	40,00
	II			650,00	460,00	65.000,00	52.000,00	

As prestações poderão ser acrescidas de 10 \$ 00 para a classe A e de 30 \$ 00 para a B.

As áreas a ocupar no plano de urbanização de cada agrupamento deverão respeitar as seguintes proporções:

60 % para as construções.

40 % para arruamentos, edificação de interesse geral e espaços livres.

(Proporção por diversos técnicos criticada.)

Para esta obra destiou o Estado a soma de Esc. 80.000.000 \$ 00 e com igual quantia contribuirão as Câmaras Municipais, cada qual segundo o número de moradias a construir na área da sua jurisdição.

Se os encargos da construção forem excedidos, para que se mantenha o valor das prestações e a taxa de

juro de 4 %, poderá o periodo de amortização passar de 20 para 25 anos.

Finalmente o Governo Português, tendo em conta o encarecimento geral da construção civil devido a situação internacional criada com a guerra 1939-1945, reviu pelo Decreto n.º 35.602 (Diário do Governo n.º 83-1.ª série de 17 de abril de 1946), a politica financeira adoptada no Decreto anterior, relativo à construção de 4.000 casas económicas.

Fixa-se então o periodo de amortização em 25 anos à taxa de 2 %, as Câmaras Municipais efectuando os empréstimos necessários para ocorrer às despesas da construção na parte que lhes cabe, à taxa de juro de 3½ %, amortizáveis em 25 anos.

O Estado eleva a sua comparticipação para o mon-

tante de 160.000.000 \$ 00 a título de empréstimo, reembolsável em 25 anos.

A distribuição das moradias sendo:

Lisboa	—	2.500
Almada	—	500
Porto	—	500
Coimbra	—	500

as suas características são:

Classe	Tipo	Area média da moradia sem quintal	Prestação mensal	Custo limite da construção
A	I	25 m. q.	175,00	31.000,00
	II	30	215,00	38.000,00
	III	36	255,00	45.000,00
B	I	42	335,00	59.000,00
	II	46	390,00	69.000,00
	III	52	445,00	79.000,00
C	I	54	475,00	84.000,00
	II	59	540,00	96.000,00
	III	64	605,00	107.000,00
D	I	66	675,00	120.000,00
	II	72	745,00	132.000,00
	III	78	815,00	144.000,00

Obs.: — todos os valores são dados em escudos. Para a sua transposição em dolares indicarei 1 dolar vale 28 \$ 00.

II. CASAS DE RENDA ECONÓMICA

A Assembleia Nacional no intuito de desenvolver a construção de casas de renda acessível nos centros urbanos ou industriais, promulgou a Lei n.º 2.007 (Diário do Governo n.º 98, 1.ª série de 7 de maio de 1945), pela qual são concedidas facilidades às sociedades cooperativas ou anónimas, especialmente constituídas para este fim, por organismos corporativos ou de coordenacem económica, instituições de previdencia social, empresas concessionárias de serviços públicos, empresas industriais e outras entidades edóneas de direito privado.

Tais casas deverão obedecer às boas condições de higiene, solidez e duração, terem acceso directo a cada fogo (ou lar), terem água, luz e esgoto, serem no máximo de rez-do-chão e tres andares, com um mínimo de 5 divisões para as de 1.ª classe e de 3 para as de 2.ª, além de cozinha, despensa, casa de banho e retrete.

As rendas mensais base serão:

Habitação de 1.ª classe — independente —	500 \$ 00
com vários fogos —	400 \$ 00
Habitação de 2.ª classe — independente —	300 \$ 00
com vários fogos —	240 \$ 00

as moradias independentes podendo ser adquiridas pelos seus moradores por 20 vezes a renda anual.

As Câmaras Municipais compete o prever nos seus planos de urbanisação, áreas destinadas à construção destas moradias.

As casas de renda económica são isentas de contribuição predial pelo periodo de 15 anos.

Para fomentar a sua construção poderá a Caixa Geral de Depósitos, Crédito e Previdência conceder empréstimos às entidades construtoras, que vencerão a máxima taxa de juro de 4 % ao ano, o periodo de amortização não podendo ser superior a 25 anos.

(Esta taxa tem sido criticada por diversos técnicos, como alta.)

Todo o projecto terá de ter a aprovação da Câmara Municipal respectiva, competindo-lhe a fiscalização da sua construção.

Ninguém poderá tomar de arrendamento uma casa de renda económica quando usufrua um rendimento (salários ou vencimentos permanentes e outros proventos próprios ao respectivo agregado familiar) superior a 6 vezes a respectiva renda, sendo proibida a sua sublocação total ou parcial.

III. CASAS DE RENDA LIMITADA

O Governo ao verificar o constante aumento das rendas, incomportáveis para a maioria da gente, o agravamento do custo das casas económicas, de renda económica, para pescadores e para famílias pobres, a subida do custo da construção civil, teve de uma vez mais encarar o problema e procurar disciplinar aquela no sentido de resolver este, creando para tal, pelo Decreto-lei número 36.212 (Diário do Governo n.º 78-1.ª série de 7 de abril de 1947), as «casas de renda limitada».

As Câmaras Municipais poderão alienar lotes de terreno para a construção destas casas por licitação degressiva da renda que os compradores propozerem cobrar para cada fogo. Isto é, aquele que pretender construir com rendas mais baixas, será o adquirente preferido, do terreno.

Para tal, deverão as mesmas Câmaras solicitar do Ministério das Obras Públicas a aprovação:

- da base de licitação;
- do preço fixo do lote,
- do projecto, ante-projecto ou programa da edificação,
- do preço, ante-projecto ou programa da edificação,
- do prazo concedido para a construção.

As casas construídas ao abrigo deste Decreto-lei são isentas do pagamento da contribuição predial por um periodo de 12 anos, as rendas propostas no acto de compra do terreno devendo ser em absoluto respeitadas.

IV. CASAS PARA PÊSCADORES

Verificando o Governo a conveniencia da resolução do problema da habitação económica na classe piscatória, fez publicar o Decreto-lei n.º 35.732 (Diário do Governo n.º 147 de 4 de julho de 1946) pelo qual a Junta Central das Casas dos Pescadores, cuja função é a de assistência e previdência da mesma classe, podia contrair empréstimos na Caixa Geral dos Depósitos, Crédito e Previdencia, amortizáveis no periodo máximo de 20 anos, para levar a efeito a construção de casas para pescadores.

Deste modo poderam já ser edificadas mais de um milhar de lares, o Estado concorrendo, pelo Decreto n.º 21.697 (de 19 de setembro de 1932), com 50 % do montante das suas despesas.

V. CASAS PARA FAMILIAS POBRES

Não quiz o Governo ficar indiferente perante a necessidade de dar um lar às «camadas mais modestas da população, justamente as que hoje vivem ainda em mais miseráveis alojamentos», pois que, não obstante ser seu programa o ataque ao problema de habitação das classes trabalhadoras pela solução das «casas económicas», que transforma essas classes em futuros proprietários, certo é que as prestações das mesmas, embora baixas, e ainda as exigências de «situação profissional, idade e saúde, excluem considerável percentagem de possíveis candidatos».

Por um lado fez promulgar a Lei n.º 2.007 (de 7 de maio de 1945), a que já fiz referencia, que pro-

move a construção de «casas de renda económica», por outro fez publicar o Decreto-lei n.º 28.912 (de 12 de agosto de 1938), a que também fiz referencia, que promoveu a construção em Lisboa, de 1.000 pequenas casas desmontáveis.

O sucesso dessa medida foi tal, que levou o Governo a lançar o Decreto-lei n.º 33.278 (de 24 de novembro de 1943) determinando a comparticipação do Estado nas despesas da construção de mais 1.000 casas desmontáveis: 500 em Lisboa e 500 no Porto, e fez publicar novo Decreto-lei n.º 34.139 (de 24 de novembro de 1944) provomendo a construção de 100 casas desmontáveis, em Coimbra, casos a que já me referi.

Porem, o Governo reconhecendo a necessidade de ampliar e simplificar as disposições tomadas neste assunto, e dado o número de pedidos das diversas Câmara Municipais do País para que o Estado as auxilie a resolução dos seus problemas na matéria ainda, julgando possível que as Juntas de Freguesia e as Misericórdias, possam concorrer com facilidades de materiais e mão de obra fez publicar o Decreto-lei n.º 34.486 (Diário do Governo n.º 73-1.ª série de 6 de abril de 1945) pelo qual promove a construção de 5.000 casas destinadas ao alojamento de famílias pobres nos centros populacionais do continente e ilhas adjacentes.

As casas deverão ser construídas mediante projecto superiormente aprovado, serem de preferência do tipo desmontável e alugadas segundo as disponibilidades do terreno ou conveniências de ordem demográfica e social, sendo nesses agrupamentos sempre prevista a construção de edificações de interesse geral, no sentido do desenvolvimento de uma acção educativa e social.

Estas construções e a aquisição dos terrenos para os agrupamentos constituem encargo dos corpos administrativos e das Misericórdias, usufruindo elas um subsídio não reembolsável até 10.000 \$ 00 por casa, concedido em partes iguais, pelo Estado e pelo Fundo do Desemprego.

Desde modo o Governo e Serviços de Estado:

Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, Direcção Geral dos Serviços de Urbanisação, Instituto Nacional do Trabalho e Previdencia e Comissariado do Desemprego, vieram dar toda a sua colabo-

ração às Câmaras Municipais à Federação das Caixas de Previdência (Habitação económica), à Junta Central da Casa dos Pescadores, à Junta de Provincia, às Juntas de Freguesia, às Misericórdias e à grande massa dos trabalhadores portugueses, na resolução de tão magno problema da habitação.

Relatado o que tem sido a acção do meu Governo na matéria, o que já proporcionou uma efectivação de cerca de:

6.600	...	casas económicas
2.600	...	casas de renda económica
6.000	...	casas de renda limitada
1.800	...	casas para pescadores
5.200	...	casas para pobres (trabalhadores urbanos e rurais)

além de aproximadamente:

1.100	...	casas para operarios, construídas pe las em- prezas,
-------	-----	---

passarei a expôr a V. Ex.^{as}. o meu modesto tributo para a solução do problema.

Tem sido minha constante preocupação, tanto de técnico nestes quasi 20 anos de vida profissional (como já a era quando ainda estudante de engenharia), como de homem, com aquela sensibilidade própria de quem se interessa pelos problemas sociais vivendo-os dia a dia, ora na vista a Bairros pobres, ora no contacto com as classes menos abastadas, — e ai de nós se não tivermos na nossa vida algo de espiritual, porque a ideia do materialismo que impera no século presente e que coloca aquele acima de tudo e de todos, só nos tem conduzido à beira deste enorme abismo cuja profundidade ignoramos e que se nele nos deixarmos cair, no trará a mais grave consequência — ora ainda, observando atentamente o que outros têm realizado, quer em países de largas possibilidades financeiras, quer naquêles onde a Previdência e a Assistência andam de mão dada no sentido de uma completa — tanto quanto possível — solução dos problemas do Homem, o estudo do problema da sua habitação.

Verificada a acção que é possível ao Estado ou às Autoridades locais ou ainda no caso português — à Federação das Caixas de Previdência, aos Grêmios da Pesca e a algumas grandes empresas, desenvolverem no sentido de edificarem casas económicas, casas para famílias pobres, casas para pescadores, casas de renda económica e de renda limitada, pouco mais lhe podemos exigir, salvo quanto a legislação, por isso que ao

particular ou às empresas para tal constituídas, que temos de solicitar que metan ombros a esta tarefa eminentemente cristá.

Mas para que estes o façam — com a tendência que tem o particular de só construir a casa para si ou de adquirir largo edificio de habitações como emprego de capital, e que têm as empresas de comprar ou edificar blocos habitacionais de renda elevada para que usufruam elevado juro e só tenham que lidar com inquilinos de categoria tal, que haja uma completa garantia da manutenção das rendas atribuídas a cada habitação — é necessário em absoluto:

— incutir-lhes confiança;

— planear e construir de modo a satisfazer os futuros locatários em que as despesas de conservação sejam reduzidas ao mínimo;

— dar-lhes um conjunto de facilidades burocráticas para que não ante-vejam, a par do esforço que vão dispendir na construção, o aborrecimento com as exigências de regulamentos nem sempre são rezoáveis e dentro do fim em vista;

— terem a possibilidade da obtenção de um terreno em boas condições de não dispendiosa urbanisação e de fundações não onerosas, e cujo aproveitamento seja racional.

— conseguirem construir com segurança, economia e beleza, edificações que usufruam um juro razoável, ao capital investido;

— solicitar do Estado que este legisle em condições de ser possível construir e alugar a obra realizada.

A técnica dispõe no presente, de um conjunto de elementos e de uma experiencia que representam para o edificador, uma facilidade incalculável na solução do caso.

E com a possibilidade de uma assistencia laboratorial para o ensaio dos materiais e dos elementos de construção, que permita um contróllo de todo o artigo empregado, e ainda com possibilidade que — considere indispensável existir — de uma assistencia técnica durante o periodo de estudio o de construção, que baixando ao pormenor, barateará o custo da edificação, a resolução do problema apresenta-se extraordinariamente facilitada.

Do recente e interessante estudo do Doutor Engenheiro Antão de Almeida Garrett, ilustre professor da Faculdade de Engenharia do Porto e autor do Plano

Regional Urbanístico do Norte (de Portugal), intitulado «o realojamento da população do Porto», com a autoridade que lhe dá o seu profundo conhecimento da matéria, respigamos estes pormenores que são de ponderar para orientação a seguir neste assunto: «Muitas vezes os projectos apresentam-se incompletos, não descem aos pormenores que só são dados no decorrer da execução. Este processo impede uma conveniente e prévia ordenação de trabalhos. Não há racionalização no estudo das casas de habitação.

«As exigências duma construção verdadeiramente económica são muito grandes.

«74 % do custo para as casas, 26 % para a urbanização; e numa ocupação por espaços públicos reduzida a 14,2 %.

Deu-se um grande passo em frente no sensato aproveitamento de condições locais.

«Os estudos têm evoluído no sentido duma perfeita adaptação ao terreno a que se juntou uma franca utilização dos horizontes rasgados. É o bom caminho, o único que se nos afigura possível.

«Da necessidade de procurar a máxima economia nas construções por uma conveniente racionalização e normalização de que estamos muito afectados e por um perfeito emprego dos materiais locais.

«Facilite-se ao máximo a intervenção dos capitais particulares na construção de casas económicas, fornecendo terrenos e projectos bem estudados em todos os seus aspectos.»

Estas observações fazem-nos ver que:

— na urbanização do local temos de ter em conta as nossas condições financeiras e não esbanjarmos terreno ou efectuarmos obras demasiado extensas e onerosas;

— nas construções há de procurar a máxima economia, bem estudando os projectos, atendendo aos materiais regionais e realizando edificações de batara conservação, não esquecendo as indispensáveis solidez e beleza.

Dividirei a minha em dois casos, que reputo de encerrar:

— a lar do operário;

— a habitação da classe média.

E para tal preguntarei: quais os factores que entram no custo de uma construção?

São:

— custo do terreno;

— montante da urbanização;

— concepção da planta;

— preço do metro quadrado da construção incluindo: fundações, instalação de luz eléctrica, de canalização de água, tipo de equipamento fixo nas casas de banho e nas cozinhas;

a que acrescentarei:

— possibilidade do locatário poder pagar pontual e mensalmente a sua renda (juro mínimo de 5 % ao capital).

Toda a política tendente a não pôr à disposição do edificador, *terrenos* (quer para prédio em si, quer para a área de verdura ou logradouro, que deve sempre existir) suficientemente planos e consistentes, para evitar dispendiosas urbanizações —especialmente no que se refere a fundações—, e de fácil acesso —isto é, em que os transportes do agrupamento às zonas de trabalho, não se tornem onerosos deve ser posta de parte, por em nada contribuir para a solução do problema.

O custo do terreno é factor importante no valor final da propriedade e pesa na renda a solicitar.

Mas se o terreno fôr acidentado e a urbanização do mesmo não se adaptar em absoluto à irregularidade do desse terreno, poderá suceder que as fundações representem no final, uma verba de 15 a 20 % sobre o custo da construção em si.

E se por outro lado, ele exigir, pela sua consistência, fundações superiores às normais, o custo destas irá pesar de sobremaneira no preço da edificação.

Para lares operários estes factores são de larguíssima importância.

Quanto à *urbanização*, já disse quanto ela deve ser cuidadosa no que se refere à sua plena adaptação à orografia do terreno, mas também é necessário que se agrupem as moradias de modo a dar frentes de edificio no maior comprimento da rua, embora considerando só à retaguarda dessas moradias, os seus quintais ou logradouros.

E quanto ao traçado das ruas, elle deverá conceber em geral, só dois tipos de rua: o de circulação, com a sua faixa de rolagem entre 4 a 5 metros (no máximo), com os seus passeios de 1,00 m. (no máximo) e com uma bordadura arrelvada para um lado e para outro, no que a largura entre casas exigir.

Todas as outras ruas serão de simples peão de 2,00

m. de largura, o restante entre casas sendo de simples faixa arrelvada.

Isto, porque temos de atender que a circulação nestes grupos económicos é relativamente pequena e toda a despesa com a urbanização vai pesar no custo do terreno e, portanto, no aluguer da cada lar.

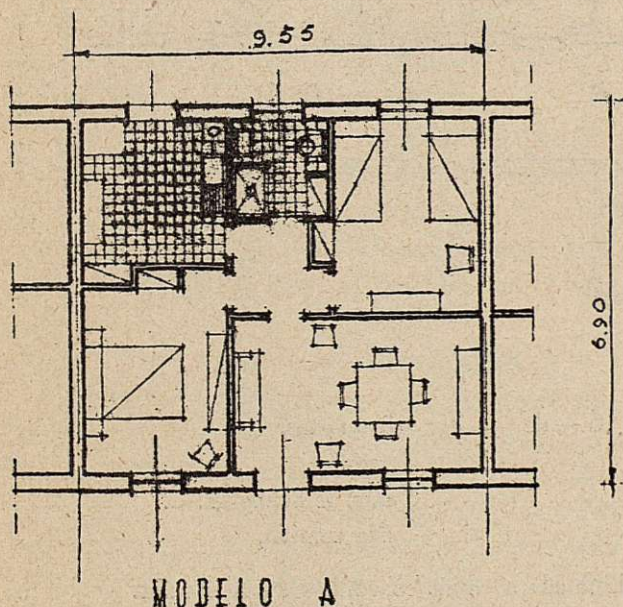
Quanto à concepção da *planta* ela é primordial.

Sabido que o número de cunhais é elemento a ter em consideração, não deve admitir-se número superior a 4.

E ainda, devendo os lares se encostarem uns aos outros, por medida de economia em cunhais e em paredes exteriores, sempre de maior espessura, aquele número de cunhais baixa.

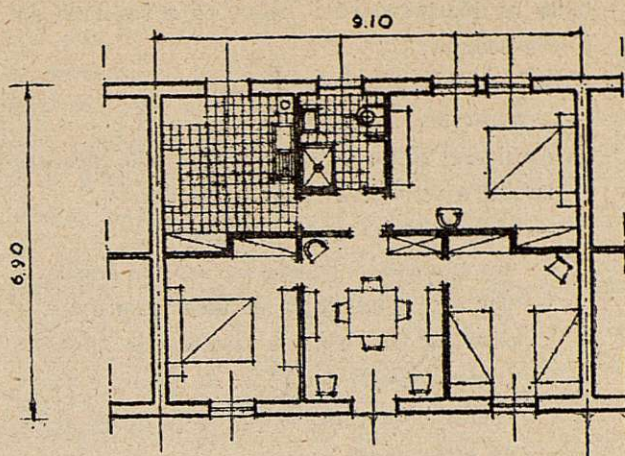
Dentro desta ideia, tenho a honra de apresentar a V. Ex^{as}. dos tipos de construção.

O 1º tipo destinado a operários, em meio industrial geralmente rústico de solução em horizontal, com os seus dois modelos que dominarei A e B e que constam respectivamente de:



MODELO A

Modelo A: 2 quartos.
1 cozinha.
1 casa de banho e W. C.
1 sala comum.



MODELO B

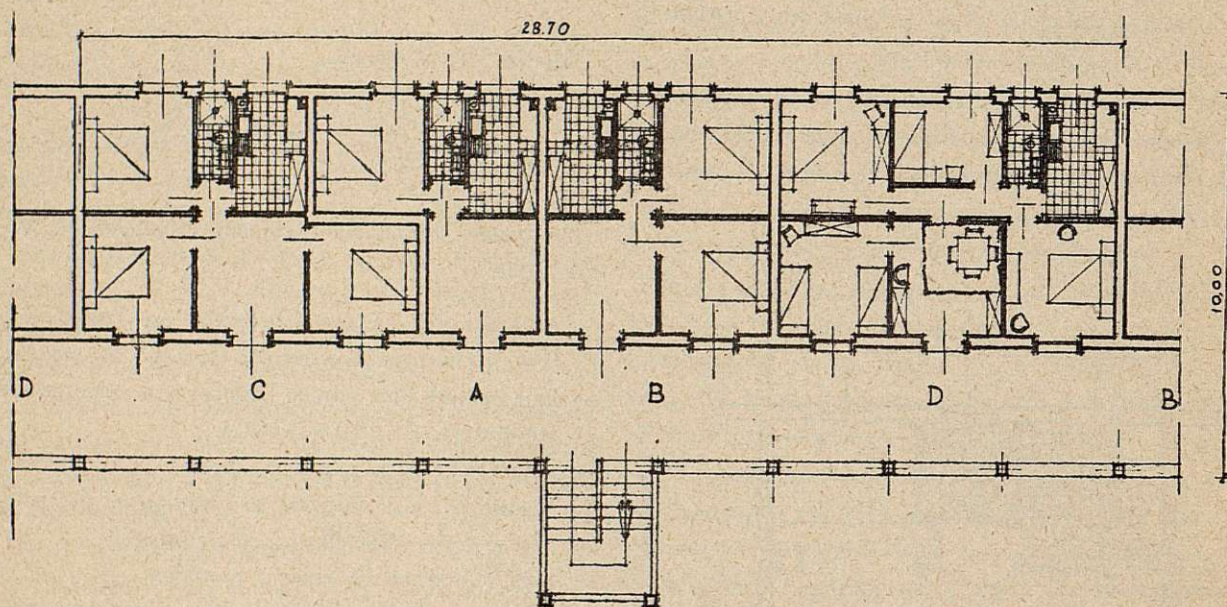
Modelo B: 3 quartos.
1 cozinha.
1 casa de banho e W. C.
1 sala comum.

As plantas foram rigorosamente estudadas de forma a que:

- qualquer dos quartos não tenha área inferior a 9 m. q., ou o volume mínimo de 9 m³ por pessoa;
- haja sempre uma parede onde possam encostar-se 2 leitos tipos, de 0,80 x 1,80 m.;
- haja armários de parede de modo a que a mobília necessária, seja reduzida ao mínimo e, portanto, não se torne dispendiosa a sua aquisição;
- haja o mínimo de espaços perdidos;
- a casa de banho-retrete tenha só área suficiente para nela serem instaladas, fazendo parte do equipamento fixo e existente desde o início, as seguintes peças:
 - uma base de chuveiro de 0,70 x 1,00,
 - um lavatório de 0,45 x 0,35,
 - uma sanita com sifão e respectivo autoclismo,
 - um armário de parede;
- sejam consideradas janelas de área suficiente (1,20 x 1,00) para boa iluminação e completo arejamento dos aposentos;
- sejam tidas em consideração portas exteriores de conveniente acesso (0,90 m.) e boa iluminação, e portas interiores com a largura jugada o bastante (0,75 m.);

- todos os quartos tenham acesso, ou a vestibulo ou à sala comum;
- a cozinha tenha área bastante para:
 - permitir uma facilidade,
 - considerar como seu equipamento fixo, além da lareira e respectiva chaminé, ainda:
 - um lava-loiça e pia de despejo,
 - um armário de parede servindo de despensa,
 - permitir a instalação de uma mesa e 4 a 6 cadeiras, para nela se tomarem as refeições (sistema usado nos E. U. A. e entre e nosso operariado), a menos que se queira tomá-los na sala-comum;
- as moradias agrupam-se em número nunca inferior a 4 (geralmente 6 a 8), cada locatário tendo o seu lar independente, com espaço livre para a retaguarda, onde poderá cultivar a sua horta ou o seu jardim, a cobertura só tendo as duas águas laterais nos extremos, se por medida de maior economia não tiverem de ser consideradas empenas.

O 2º tipo destina-se à classe média, em meio urbano, solução em vertical extensa, de modelo único, mas considerando diversas modalidades de lares que dominarem:



A — constante de 1 quarto,
cozinha,
casa de banho-W. C.
sala comum,

destinada a solteiros ou a casais sem filhos.

B — de 2 quartos,
cozinha,
casa de banho-W. C.
sala comum,

destinada a casais com filhos de só sexo.

C — de 3 quartos,
cozinha,
casa de banho-W. C.
sala comum,

destinada a casais com filhos de dois sexos.

D — de 4 quartos,
cozinha,
casa de banho-W. C.
sala comum,

destinada a famílias numerosas.

E enquanto essas modalidades se agrupam umas a lado das outras, ao longo de um extenso corredor comum (com 3,00 m. de largura) forma que se repete nos 4 andares (loja e 3 andares), as escadas exteriores, dispostas uma ao centro de cada grupo de 16 lares, darão acesso aos diversos andares.

O mínimo de andares não é superior a 4 —rez-dochão e três andares— para evitar ao encargo do elevador se ele aumentasse, e a pouca poupança em fundação se se diminuísse de uma unidade.

Esta solução *em vertical*, se tem o inconveniente de não permitir lugradouros individuais —exigindo por isso, um largo lugradouro comum com zona destinada à secagem da roupa—, também embaratece a construção não só por ser implantada numa mesma área de terreno para os diversos andares, como, por ser *extensa*, permitir pela meação das paredes, economia de cunhais, simplificação da cobertura e até do mínimo de escadas que geralmente é de uma por cada 2 lares —direito e esquerdo— em cada andar.

O conjunto forma um bloco de 32 lares por andar, com as suas 2 escadas comuns, servindo cada uma 16 lares, e largos corredores de acesso, como já foi dito.

Poderão, caso assim se pretenda, formar um bloco de 4 faces, com o seu lugradouro comum ao centro, desde que os grupos dos cunhais sejam convenientemente estudados.

A planta foi nos modelos apresentados rigorosamente estudada, apresentando característica semelhantes às consideradas nas moradias operárias, com excepção das cozinhas que, por serem de menor área, exigem a utilização plena da sala comum (sala e casa de jantar).

Quanto à *construção*, é problema complexo.

Ele exige o conhecimento de tudo quanto se tem efectivado referente a materiais e processos de construção, o estudo da normalização dos elementos constructivos e, portanto, de muitos dos materiais a empregar, e o saber de toda a maquinaria de que poderemos dispôr para dar ao trabalho aquele rendimento que permita um menor preço por metro quadrado.

Se para o 1º tipo de lar o do operário em meio industrial —a modalidade da construção deve ser a localmente usada, por ser a mais económica e as casas por serem terreas, não exigirem estruturas de betão armado, embora procurandose e sempre a normaliza-

ção dos diversos elementos que nela entram, já para o 2º tipo de lar —o da classe média em meio urbano e sobretudo citadino— há que encarar a utilização de materiais mais estudados, tendo em atenção a sua leveza, resistência à compressão, à passagem dos ruídos ou ao desgaste, consoante a sua localização, ele já permite a possibilidade: de um grande rendimento diário pelo volume de obra executada por um mesmo grupo (se não menor, dada a sua mecanização) de operários após análise minuciosa da obra, a existência de um estaleiro devidamente montado, a organização racional da marcha do trabalho, e já consente as encomendas em volume, o que as torna um pouco menos dispendiosa, embora tudo isto exija um largo e profundo estudo prévio, antes de iniciar a edificação.

O estaleiro onde são fundidas as peças de betão armado (vigotas, vigas, peitoris e soleiras), montados os limpos de carpintaria (colocando-se desde logo a ferragem e efectuando-se a sua pintura, à excepção dos áros que são pintados no local, depois de devidamente assentes, tendo o cuidado de colocar mineus nos vãos de janela e de porta), escolhido o vigamento e o solho, que já veem cortados nas medidas apropriadas, executadas as placas de tecto já prontas a serem assentes no local, com juntas rematadas por finas régua, evitando as operações de esboço e estucagem, exige os maiores cuidados.

Quanto ao material de enchimento de vãos, entre as linhas da estrutura geral de betão armado, o esqueleto geral da edificação, é outro pormenor que exige atenção. Exige-se material regular quanto a dimensões e que permita o simples rebôco isolante exterior, de 0,02 m. espessura, e um guarnecimento (a cal, cimento e areia) interior, convenientemente afagado (numa espessura de 0,01 m.) e caiado à pistola.

Deve portanto, haver o maior cuidado no seu assentamento, executando-se paredes desde logo perfeitamente desempenadas, para que os acabamentos tenham as espessuras previstas.

Aquêle material de enchimento deve ter caixa de ar, para tornar a parede dupla, não permitir a passagem de humidade através das suas paredes transversais e oferecer a necessária resistência à carga que tenha de suportar. Nas paredes divisórias (interiores), o problema da passagem das humidades é substituído pelo da não passagem de ruídos (pelo menos com a violen-

cia da sua transmissão directa e de modo a que se não se aperceba o que se passa na divisão contigua).

Quanto a limpos da carpintaria, muito haveria que definir neste capitulo. Assim:

Janelas: Devem ser, quanto a mim, do tipo guilhotina, que em má hora se pôz de parte em vez de aperfeiçoarse. A sua ferragem é simples, fácil é equilibrar o seu pêso para um movimento sem grande esforço (por meio de massas suspensas de cabos e actuando lateralmente, dentro da parede).

A madeira deve ser de muito boa qualidade, pois que se deve ter sempre em atenção que nestas construções de baixo preço por metro quadrado, o custo da conservação deve ser reduzido ao minimo.

Não importa que o custo inicial seja um todo nada mais elevado, se o da conservação durante o tempo calculado para a duração de uma destas construções fôr relativamente pequeno. Sairá mais barato do que conseguir um custo inicial baixo e, ao longo dos anos, ter de dispendir somas incomportáveis, com vigamentos e solhos apodrecidos (que para tal evitar-se deverão sempre ser inicialmente tratados, bem como o madeiramento de toda a cobertura), com portas e janelas empenadas e de deficiente pintura, com reparação em tectos e em paredes pelo rachar e cair dos primeiros ou pelo fender ou descasque dos segundos.

Portas: Devem ser estudadas a dar conveniente vedação, a permitirem um minimo de trabalho da madeira —e minimo porque esta deve ser previamente tratada—, ter uma ferragem simples, prática e resistente e ter uma pintura duradoura, além de outras características já citadas para as janelas.

Especial cuidado deve haver na concepção (desenho e construção) das portas exteriores, porque, sujeitas às intempéries, elas sofrerão muito mais que as interiores e tenderão a danificar-se com maior facilidade.

Quanto ao equipamento, todo êle deverá ser de 1ª qualidade, com dimensões e formas a permitirem uma utilização prática, havendo especial cuidado na sua localização e no seu assentamento.

Assim, na cozinha, a pia de despejo deverá estar sob o lava-loiças, para que não possa ser utilizada como sanita, e de fácil limpeza cada vez que do lava-louças se despejem águas.

Na casa de banho-rerete, todas as peças deverão ter sifão de fácil limpeza —e devendo o ser em toda a canalização de esgotos— e dispostas de modo a que sua utilização seja possível sem incomodar cada qual, porque o lavatório está quási pendendo na sanita, ou a base de chuveiro está por assim dizer, sob o lavatório ou demasiado junto da sanita.

A canalização de distribuição de água, intimamente ligada à localização das diversas peças do equipamento fixo, tem de, por medida de economia, obrigar aquela a uma planta tal que a sua extensão seja reduzida a um minimo no comprimento. Além disso, a sua inspecção e qualquer reparação nela, tem de ser executada sem dispendios de roços ou semelhante, e deve por isso, ser exterior, de ferro galvanizado e fixada com granpos de fácil abertura, sendo depois pintada na côr da parede.

A canalização de esgoto deve ter secção bastante, recebendo os escoamentos das diversas peças, a que já fiz referência, todas equipadas com os respectivos sifões (cada peça com o seu). A sanita estará ligada a um ventilador, em tubo de fibro-cimento, saliente de cobertura.

Finalmente chegamos à última faceta apontada: a da possibilidade do locatário poder pagar a renda.

—Quanto ao lar em meio industrial, para a classe operária.—

O operário recebe entre 18 e 40 escudos diários, podendo nós tomar uma média de 27 escudos em cêrca de 300 dias anuais, ou 25 mensais, o que representa um salário mensal de apróximadamente 675\$00. Devido êle ter no máximo 1/4 do seu salário, como encargo para a habitação, dispõe para o aluguer desta, de uns 168\$00. No entanto, bastantes há que usufruem cêrca de 800\$00, o que corresponde a poder dispôr no máximo, de 200\$00.

É nesta base que devem ser estudadas as habitações, procurando que as rendas se tornem acessíveis.

Estudou-se um tipo de edificação sólida, económica (sem luxos e normalizada) e não despida de certa beleza, concluindo-se ser possível executá-la por cêrca de 300,00 m². de construção ou seja de:

$$1,5 \times 300,00 = 450 \$00/\text{m}^2 \text{ de área de implantação.}$$

Teremos assim:

Modelo A.

$$\begin{aligned} 52,095 \text{ m}^2 \times 450 \$ 00/\text{m}^2 &= 23.442 \$ 75 \text{ para o edificio} \\ 120,00 \text{ m}^2 \times 10 \$ 00/\text{m}^2 &= 1.200 \$ 00 \text{ para o terreno} \end{aligned}$$

$$\text{ou seja como capital} \quad \underline{24.642 \$ 75}$$

que ao juro minimo de 5 % ao ano, corresponde um rendimento de 1.232\$15, arredondado em 1.233\$00.

Como os encargos de contribuição, seguro e conservação correspondem a cerca de 2 meses de renda, dividiremos aquele valor por 10 e teremos:

$$123 \$ 30$$

como valor da renda mensal, garantindo assim o juro estipulado.

Modelo B.

$$\begin{aligned} 62,79 \text{ m}^2 \times 450 \$ 00/\text{m}^2 &= 28.255 \$ 50 \text{ para o edificio} \\ 150,00 \text{ m}^2 \times 10 \$ 00/\text{m}^2 &= 1.500 \$ 00 \text{ para o terreno} \end{aligned}$$

$$\text{ou o capital de} \quad \underline{29.755 \$ 50}$$

que ao juro de 5 % ao ano, nos dá um rendimento de 1.487\$77, ou arredondando: 1.488\$00.

Por um raciocinio análogo ao anterior, teremos uma renda mensal de

$$148 \$ 80$$

garantindo assim e do mesmo modo, o juro estipulado.

Estas rendas estão portanto, dentro dos limites máximos atraz apresentados, como valor possível da renda.

É evidente que para um construtor que deseje edificar para venda, o tipo de casas apresentado, não o satisfaz salvo se ele conseguir obter um custo por metro quadrado de edificação mais baixo que o considerado, ou que caiga obter rendas mais elevadas.

Mas para o capitalista, na sua função de colocar o dinheiro ao juro garantido de 5 %, ou para o industrial, na sua função social e de poder dar alojamento próximo da fábrica (sempre em zona não atingida pelos fumos desta) e que o juro considerado já representa certa remuneração ao capital empatado, o tipo de casas que expuz é sempre de possível realização.

É por estas considerações que nos verificamos o construtor pretender edificar prédios denominados de luxo, nos quais o custo da renda não tem limite.

E quando verificamos que êle se abalança à edifica-

ção de outros tipos, como o de renda limitada, a que fiz referencia, é porque não tem possibilidade de obter um terreno bem localizado e a preço conveniente.

—Quanto ao lar em meio urbano, para a classe média.—

Os salários são nesta muito variáveis e podemos dizer que vão desde cerca de 900\$00 mensais a 2.500\$00, o que corresponde a poderem dispôr entre 225\$00 e 622\$00.

Partindo do principio que o salário vai subindo, embora ligeiramente com o número de anos do chefe de familia, por corresponder a maior periodo de trabalho e à natural ascença na categoria usufruida, não obstante os encargos aumentarem tambem com o nascimento e desenvolvimento dos filhos —dada as despesas de alimentação, vestuário o estudo— o certo é que êsses encargos correspondem, com a chegada deles à idade de trabalharem, a um aumento do salário do agregado familiar e portanto, a uma possibilidade de melhoramento do nivel de vida dessa familia.

Além disso, o abono de familia, que o chefe recebe por seu pai, tambem representa certo auxilio para o aumento da renda que terá de satisfazer ao ser obrigado a procurar um lar com maior número de divisões.

O problema tem o seu quê de difficil resolução, dado que as possibilidade de pagamento de renda são diminutas em face dos encargos da edificação, e por isso mesmo e porque há necessidade de dar abrigo a todas essas familias, é que há que procurar solução para êsse mesmo problema.

Foi portanto, dentro destas bases, que se fez o estudo económico que tenho a honra de apresentar.

Procurou-se uma solução em altura, limitada até onde é possível realizá-la sem a necessidade de ascensor para economizar; embora pouco em fundações, só quási em cobertura, pois que em área do terreno, dado o espaço livre obrigatóriamente a considerar em função de altura, já a despesa é de certo vulto.

E tomou-se essa solução extensa, para economia de cunhais, do comprimento da rede de esgoto e até certo ponto, da de distribuição de água.

Consegue-se deste modo um custo de 475 \$ 00/m² de construção, ou para o edificio considerado de 4 pisos (rez-do-chão e 3 andares), um custo de:

$$4,2 \times 475 \$ 00 = 2.137 \$ 50/\text{m}^2 \text{ de área de implantação}$$

Tomando em atenção a indicação da planta que acompanha este estudo, considerando de entre o bloco a edificar uma zona com um lar de cada tipo: A, B, C e D, a que corresponde uma área de implantação de:

$$28,70 \text{ m.} \times 10 \$ 00 \text{ m.} = 287,00 \text{ m}^2,$$

e tomando a proporção de:

$$\begin{array}{l} 30 \% \text{ para área edificável} \\ 70 \% \text{ para área livre,} \end{array}$$

o que corresponde à necessidade de um terreno com uma área aproximada de 1000,00 m², verifica-se a exigência de um capital de:

$$\begin{array}{l} 287,00 \text{ m}^2 \times 2.137 \$ 00/\text{m}^2 = 613.462 \$ 50 \text{ para o edificio} \\ 1.000,00 \text{ m}^2 \times 50 \$ 00/\text{m}^2 = 50.000 \$ 00 \text{ para o terreno} \end{array}$$

$$\text{ou seja, um total de: } 663.462 \$ 50$$

Atendendo a que nenhum construtor ou capitalista se abalará a uma obra de construção civil, sem que esta lhe garanta um juro mínimo de 15 %, teremos para valor de venda do prédio, na zona em questão (com os 4 tipos considerados em cada um dos 4 pisos):

$$663.462 \$ 50 + 15 \% \text{ s/este valor} = 762.981 \$ 87$$

ou seja um valor de venda de:

$$\text{Esc. } 765.000 \$ 00$$

Para conseguir compradores para prédios desta natureza, é indispensável garantir um juro de 7 % ao ano, isto é de:

$$53.550 \$ 00$$

e atendendo a que os encargos de contribuição, seguro e conservação, representam cerca de 2 meses de renda, dividiremos aquele montante por 10, para termos o valor da renda mensal média usufruir do bloco considerado, ou seja de:

$$\text{Esc. } 5.335 \$ 00 \text{ mensais}$$

Nestas condições, vejamos o valor da renda a atribuir a cada um dos tipos A, B, C e D.

Modelo A

$$\begin{array}{l} 32.805 \text{ m}^2 \text{ (habitação)} + 10,89 \text{ m}^2 \text{ (corredor)} = 43.695 \text{ m}^2 \\ 43.695 \text{ m}^2 \times 1,05 \text{ (alicerces e cobertura/andar)} = 45.880 \text{ m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} 45.880 \text{ m}^2 \times 475,00/\text{m}^2 = 21.793 \$ 00 \\ 1/4 (1.000 \text{ m}^2) \times 50,00/\text{m}^2 = 12.500 \$ 00 \end{array}$$

$$34.293 \$ 00$$

$$\begin{array}{l} 34.293,00 + 15 \% = 39.436 \$ 95 \\ 7 \% \text{ serão } 2.760 \$ 58,6 \end{array}$$

ora pelo raciocínio já exposto, uma renda mensal de:

$$276 \$ 10$$

Modelo B

$$\begin{array}{l} 42,880 \text{ m}^2 \text{ (hab.)} + 21,120 \text{ m}^2 \text{ (corr.)} = 64,00 \text{ m}^2 \\ 64,00 \text{ m}^2 \times 1,05 = 67,20 \text{ m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} 67,20 \text{ m}^2 \times 475 \$ 00 = 31.920 \$ 00 \\ 1/4 (1.000 \text{ m}^2) \times 50 \$ 00 = 12.500 \$ 00 \end{array}$$

$$44.420 \$ 00$$

$$\begin{array}{l} 44.420 \$ 00 + 15 \% = 51.083 \$ 00 \\ 7 \% \dots 3.575 \$ 81 \end{array}$$

a que corresponde, pelas razões expostas, uma renda mensal de:

$$357 \$ 60$$

Modelo C

$$\begin{array}{l} 52,955 \text{ m}^2 \text{ (hab.)} + 31,350 \text{ m}^2 \text{ (corr.)} = 84.305 \text{ m}^2 \\ 84.305 \times 1,05 = 88.520 \text{ m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} 88,52 \text{ m}^2 \times 475 \$ 00/\text{m}^2 = 42.047 \$ 00 \\ 1/4 (1.000 \text{ m}^2) \times 50 \$ 00 = 12.500 \$ 00 \end{array}$$

$$54.547 \$ 00$$

$$\begin{array}{l} 54.547 \$ 00 + 15 \% = 62.729 \$ 05 \\ 7 \% \dots 4.391 \$ 03 \end{array}$$

ou seja, pelas razões anteriores, a renda mensal de:

$$439 \$ 20$$

Modelo D

$$\begin{array}{l} 63,650 \text{ m}^2 \text{ (hab.)} + 31,350 \text{ m}^2 \text{ (corr.)} = 95,00 \text{ m}^2 \\ 95,00 \text{ m}^2 \times 1,05 = 99,75 \text{ m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} 99,75 \text{ m}^2 \times 475 \$ 00/\text{m}^2 = 47.381 \$ 25 \\ 1/4 (1.000 \text{ m}^2) \times 50,00/\text{m}^2 = 12.500 \$ 00 \end{array}$$

$$59.881 \$ 25$$

$$\begin{array}{l} 59.881 \$ 25 + 15 \% = 68.863 \$ 43 \\ 7 \% \dots 4.820 \$ 10 \end{array}$$

o que equivale, pelo que se expon, a uma renda mensal de 482 \$ 10.

Temos por conseguinte as seguintes rendas mensais, arredondando os valores achados:

Modelo A	280 \$ 00
» B	360 \$ 00
» C	440 \$ 00
» D	490 \$ 00

o que equivale a um rendimento bruto de:

$$\begin{array}{l} 280 \$ 00 \times 4 \text{ pisos} \times 12 \text{ meses} = 13.440 \$ 00 \\ 360 \$ 00 \times 4 \text{ »} \times 12 \text{ »} = 17.280 \$ 00 \\ 440 \$ 00 \times 4 \text{ »} \times 12 \text{ »} = 21.120 \$ 00 \\ 490 \$ 00 \times 4 \text{ »} \times 12 \text{ »} = 23.520 \$ 00 \end{array}$$

$$\text{Núm. total de} \dots \dots \dots 75.360 \$ 00$$

Abatendo os 2 meses de renda, reservados para encargos de contribuição, seguro e conservação, cujo valor é:

$$\frac{75.360 \$ 00 \times 2}{12} = 12.560 \$ 00$$

dá como líquido 26.800 \$ 00, on dividindo por 10 meses: 6.280 \$ 00 mensais.

Isto é:

1— Se considerarmos o prédio como pertencente ao construtor, que nele dispendeu:

Esc. 663.462 \$ 50

a obtenção de um rendimento anual líquido de cerca de:

9,46 %

2— Se considerarmos o prédio como pertencente ao individuo que o adquiriu por:

Esc. 765.000 \$ 00

a obtenção de um rendimento anual líquido de cerca de:

8,2 %

corrigindo assim o rendimento minimo que se havia previsto, por virtude do arredondamento de rendas.

A operação pode pois, interessar o capital, fim que se pretendia atingir, conservando valores que estivessem praticamente, dentro dos limites atrás apresentados para a classe média.

Por outro lado eles representam:

— 15 % de lucro para o construtor ou

— 7 % de lucro minimo para o seu proprietário.

Julgo que estes minimos —embora em algo variáveis de centro para centro— mostram claramente a possibilidade de resolução do problema. Assim o compreendam quem neles tem principal papel: o construtor e o capitalista, a que acrescentarei, as entidades colectivas que, dispondo de capitais, ao assunto queiram dedicá-los.

* * *

Cheguei ao final do trabalho que tive a honra de lhes apresentar. É talvez um pouco extenso, mas em matéria desta ordem, difficil era —creio— expô-lo em menos palavras.

O problema é daquêles que preocupa governantes e governados, camaras municipais e municípios, pátrões e operários ou empregados, e torna-se necessário apresentá-lo de uma forma clara ao capital, individual ou colectivo, para que ajude a sua resolução.

* * *

Quanto a Portugal, considerouse do problema da água e do esgoto, procurando-se que todo o lugar, aldeia, vila e cidade tenha garantido o seu abastecimento de água potável e usufrua os beneficios salutarés de uma rede de esgotos; cuidou-se da edificação de uma escola em toda a parte, para que a massa infantil fôsse dado um minimo de instrução e atravez dela, certo cuidado na educação; procura-se agora que essa acção social —indispensável no Século em que vivemos— se alastre, dando a cada familia um abrigo, formando um lar estável, onde haja saúde e alegria. Que esta obra social se não esmoreça, se não vergue, quaisquer que sejam as dificuldades! Se não há verba para edificios do Estado, e outras despesas que poderão considerar-se adiaveis, haja-a para a construção habitacional (Previdencia) e para a construção hospitalar (Assistencia), garantias de uma raça alegre e sábia!

E para completar o estudo do problema habitacional há que fazer algo mais, ou como muito bem o diz o distintissimo médico Professor Doutor Manuel Vicente Moreira no seu recentissimo livro «Problemas da Habitação», um estudo médico-social do maior interesse:

«A solução do problema habitacional não depende sómente da construção de novos alojamentos que sejam localizados nas grandes urbes, quer mesmo se só fôr permitida a edificação fora das principais cidades onde se estimule a instalação industrial e outras actividades.

«O aspecto social da questão reveste-se de fundamental importancia, exigindo prévio inquérito aos moradores. Em seguida e baseado nos dados colhidos nesse inquérito, haverá que atender aos múltiplos problemas de espirito e coração que necessariamente envolve a solução das dificuldades de cada familiar.

«É necessária, por consequente, uma organização tendente não só a assegurar a conservação da residen-

cia, também destinada a afastar os factores mórbidos de famílias que aí se alojam».

Construam-se habitações por iniciativa do Estado, das Câmaras Municipais, das mais diversas entidades oficiais e particulares, mas faça-se a conjugação desses esforços no sentido de uma mais rápida, eficiente e económica solução do problema. E para tal, torna-se a meu vêr necessária e em Portugal, a formação de um Conselho Superior Habitacional com delegados dos Ministérios interessados: Educação Nacional (escolas primárias), Interior (assistência social), Obras Públicas (construções económicas, e laboratório de ensaios), Economia (fomento industrial) e Sub-Secretariado de Estado das Corporações e Previdência Social (casas económicas e habitações económicas), que faria largo e porfucuo inquérito, daria parecer sob a forma de ataque ao problema, se pronunciania sôbre os projectos elaborados pelas diversas entidades, e indicaria a assistência necessária a dar às classes menos abastadas para que a solução do problema habitacional atinxisse o seu pleno fim.

* * *

A Espanha e Portugal marcham à frente, com alguns mais, na resolução dos seus problemas sociais.

Homens do Estado, funcionários, engenheiros e todos que se dedicam àqueles problemas têm dispendio o melhor do seu saber, horas e dias de labuta, no sentido de conseguirem um mundo melhor, onde a fraternida-

de não seja palavra vã, onde a liberdade seja devidamente compreendida, onde a igualdade seja aquela que a Igreja —na vanguarda de todo o ideal social— procura obter: cada um em seu lugar, respeitando-se e amando-se uns aos outros, onde a pessoa humana tenha es seas deveres e as suas regalias.

E certo de que, este problema de habitação a todos interessa e a nós engenheiros civis, mais de que a quaisquer outros porque o sentimos quer nas nossas Repartições, quer nas nossas fábricas, quer ainda, nas nossas obras, e até, na nossa vida quotidiana, eu faço votos para que:

1. Se estude profundamente o problema de habitação do operário em meio industrial, e da classe média em meio urbano;
2. Se apresentem, detalhadamente estudadas, todas as facetas do problema:
 - plantas de casas,
 - modos de construção,
 - elementos de edificação,
 - estudo económico dos tipos apresentados;
3. Haja larga troca de impressões entre os técnicos espanhóis e portugueses, através das nossas agremiações, quanto às soluções a que se chegou,
4. Se realize em data a fixar, com sessões em Espanha e em Portugal, um Congresso Internacional da Habitação, sob os auspícios do Instituto de Ingenieros Civiles de España e a Ordem dos Engenheiros Portugueses.

Maio de 1950.

Después de ser examinado este anterior trabajo, y aceptadas sus conclusiones, comienza su intervención D. Esteban Costa Fernández, quien expone la ideas que se reflejan en el siguiente resumen:

N.º 85. - TÉCNICA DE LA CIUDAD

Autor: D. ESTEBAN COSTA FERNÁNDEZ

Ingeniero Industrial

Se estudia en el presente trabajo de Urbanismo la ciudad considerada integralmente, es decir, llena de habitantes y llenos éstos de necesidades.

Simultáneamente se aplica a una ciudad —Zaragoza— presentándola como podrá ser en el año 2000, ya que, por una parte, es indispensable aplicar los criterios urbanistas concretándolos en una ciudad, y, por otra, es necesario contar con sus habitantes, con su idiosincrasia y con la cultura urbanística que alcanzen si se desea lograr resultados tangibles.

Por otra parte, se considera que la imaginación y previsión del proyectista es fundamental, siendo por tanto, preciso, en una amplia visión del Urbanismo aplicado, darle un sentido casi de ensayo literario, dejando los detalles de ejecución técnica para posterior resolución.

Se establece un concepto, el de la misión de la ciudad, que no debe paralizarse en la contemplación

de su pasado, sino más bien prever y preparar su futuro que está en sus manos.

Se señala la función del «Ordenador de la Ciudad», como director de la misma y sus colaboradores, el sociólogo, el médico, el arquitecto y el ingeniero urbanista.

Finalmente, se presentan en este trabajo una amplia colección de ensayos, estudios y anteproyectos urbanísticos. Se habla del «standard». De la ciudad como obra de arte, del «plan 2000», de remodelación de la ciudad de Zaragoza, proposición de una nueva plaza central, trazado de un «Park-Way» de 32 kilómetros de longitud, de un palacio central de comunicaciones (ferrocarril, autobuses, correos, telégrafos y mercancías). Se zonifica una extensa barriada, en Parque-Hogar, capaz para treinta y cinco mil habitantes, y extensas zonas industriales con el acondicionamiento completo que su función exige. De singular importan-

cia es el proyecto de Ciudad-Moncayo a 80 Km. de Zaragoza para expansión veraniega y «fin de semana» de la misma.

Aparte de otros puntos, completa el estudio un plan total de urbanización de la comarca, que alcanza des-

de los pueblos agregados, poblados industriales satélites, hasta aquellos lugares sobre los que la ciudad ejerce influencia.

Todo él se documenta con un centenar de fotografías y otro centenar de planos, grabados y apuntes.

Después de breves intervenciones por asistentes a la reunión, se llegó a la conclusión de solicitar de la Superioridad que la misión del ingeniero en la ciudad, recibida de los organismos oficiales la importancia que en realidad tiene.

El Presidente accidental, Sr. Paz Maroto, cede la Presidencia al titular, Sr. Lázaro Urra, quien otorga al primero la venia para la lectura del siguiente trabajo, de que es autor aquél:

N.º 231. - Política nacional hidráulica sanitaria

Autor: D. JOSÉ PAZ MAROTO

Ingeniero de Caminos

Es hecho evidente que desde hace algunos años, y por causas aún no precisadas científicamente, escasea la lluvia en gran parte de las zonas más estudiadas y más utilizadas de nuestro planeta.

No es menos cierto que esta falta de agua y la irregular distribución de la misma coincide con la necesidad, cada día más apremiante, de una utilización de las aguas en volúmenes, crecientes sin cesar, que la Humanidad necesita, tanto para su consumo propiamente urbano (o podríamos llamar doméstico), como para la puesta en riego de mayores superficies, que produzcan más alimentos requeridos por el más alto nivel de vida y el aumento de población; como para la producción de energía eléctrica, que (ínterin no se aplique a la vida normal otra clase de energía, como, por ejemplo, la atómica) se requiere en cantidades rápidamente crecientes para atender al nivel medio de vida de la población humana, que también está, afortunadamente, creciendo.

Estos factores combinados están creando un problema que comienza a ser grave y que cada día intranquiliza más, por cuanto se desconoce si se restablecerá algún día el equilibrio, y aún, en este caso, cuándo esto tendrá lugar.

La influencia de la sequía se extiende al conjunto de las economías nacionales, pero quizá donde más se advierte en nuestro país, o, al menos, donde sus efectos se dejan notar más patentemente, es en los abastecimientos de aguas, especialmente en aquellos que están basados en el aprovechamiento de aguas superficiales sin embalses de regulación, y en los que utilizan aguas subterráneas o subálveas.

También pueden extenderse estos razonamientos a los riegos efectuados con aguas de las dos procedencias.

Las escorrentías utilizadas con simples tomas de derivación, o las corrientes ocultas que se forman en los terrenos, por filtración de las aguas llovidas sobre las cuencas receptoras, al venir afectadas por la escasez de dichas aguas de lluvia, se reducen considerablemente.

En el caso de aguas profundas llega fácilmente un momento en que las extraídas por el hombre con sus grupos moto-bombas, son superiores a las aportadas por las lluvias, lo que determina un rebaje incesante de las capas acuíferas y una disminución de las reservas acumuladas en el subsuelo durante los siglos pa-

sados, en que sus extracciones eran pequeñas o inferiores, desde luego, a las aportaciones.

En lo que va de siglo, las necesidades de caudales para la vida urbana y rural han aumentado extraordinariamente, y casi todas las poblaciones y las comarcas se encuentran con el problema de obras de captaciones, superficiales o profundas, conducciones, rodadas o forzadas o mixtas, y distribuciones que, de día en día, quedan insuficientes.

Y, lo que es peor: que no existen soluciones fáciles de ampliación, especialmente de las captaciones, por lo que se hace muy difícil contar con agua en las mismas condiciones favorables, técnicas y económicas de los primitivos aprovechamientos.

El problema es, repetimos, mundial, incluso en aquellos países de gran riqueza hidráulica, como Norteamérica, zona del mundo cruzada por grandes ríos, y en la que los caudales captados, especialmente para usos urbanos, eran, como término medio, triple de los europeos, y en que parecía estar todo resuelto.

No es así en algunas demarcaciones, y en ellas ha aparecido también el alarmante problema de la disminución y agotamiento, especialmente, de las aguas subterráneas, a causa de los tres factores principales que hemos enumerado; escasez de lluvia, aumento incesante de nuevas extracciones y mayores volúmenes de agua elevada.

En Londres y en varias capitales de Europa, y en sus zonas agrícolas industriales, el problema ha aparecido con síntomas alarmantes.

En París, ciudad que ha estado siempre bien abastecida y que cuenta entre sus recursos de abastecimiento hidráulico con aguas procedentes de tomas subterráneas y pozos profundos, la disminución de caudal en las galerías y el descenso de nivel de los pozos es tan alarmante, que unido al mismo el descenso en los destinados a riego o industria, ha producido gran inquietud y han comenzado a aparecer en la Prensa y revistas profesionales voces previsoras que piden la intervención del Poder legislativo, para evitar lo que podríamos llamar «minifundio» del aprovechamiento hidráulico, que lo consideramos mucho más perjudicial que el latifundio en el campo.

Y si esto ocurre en países de régimen pluviométrico mucho más regular e intenso que el de nuestra España, y con subsuelos más propicios al almacenamiento

fácil de aguas subterráneas que pueden ser posteriormente aprovechadas, no es extraño que en España, país de clima extremista, con desigual repartición de lluvias y de escasas alturas pluviométricas anuales en una gran parte de sus regiones, el problema se haya agudizado. Sobre todo, teniendo en cuenta que al disminuir la frecuencia de la lluvia, su precipitación se efectúa después de grandes intermitencias en cantidades torrenciales generalmente, disminuyendo el porcentaje de filtración y determinando un desaprovechamiento de la mayor parte del volumen precipitado, si no existen obras de regulación que lo almacenen.

Por otra parte, en las regiones españolas en que, por tradición, por mayor desarrollo de la industria de maquinaria o por orientación de la técnica, el abastecimiento hidráulico para toda clase de necesidades está confiado en gran parte a pozos o galerías profundos, el caudal disponible disminuye de día en día, y como todo el mundo, vecinos, campesinos e industriales, necesitan ávidamente más aguas y no se avienen a reducir sus necesidades o las del caudal que les va quedando, se lanzan a ejecutar obras, con autorización o sin ella, que puedan remediar su caso particular, y esto, además de ser despilfarro económico de gran importancia (que podría aceptarse si con el aumento de agua que obtuvieran se creara riqueza), agrava extraordinariamente el problema, ya que con este modo de proceder se va agotando rápidamente la riqueza hidráulica, que es la que crea dicha riqueza, y, por tanto, resulta algo así como matar la gallina de los huevos de oro.

Es muy interesante hacer un ligero examen de lo que en Norteamérica se está intentando para conjurar el peligro, a base de los fabulosos medios técnicos y financieros de que el país dispone, no para aplicar a nuestro país los mismos sistemas, sino para darnos cuenta del esfuerzo extraordinario que se precisa hacer y de la intervención decisiva que el Poder público debe tener en la resolución del problema, sin poner obstáculos para nada a la iniciativa privada, sino particularizándola dentro de un plan general de máximo aprovechamiento hidráulico del país.

Claro está que no aludiremos a las fantásticas y quiméricas soluciones propuestas por técnicos o profanos, muy características del espíritu norteamericano, tales como la del que pidió muy seriamente la plena pose-

sión y derechos anejos del agua de las nubes sobre su granja; ni la del que solicitaba que se habilitara un crédito de un millón de dólares para fomentar el estudio de procedimientos para convertir, de modo económico, el agua de mar en agua dulce. Ni de los que solicitaban el estudio de la captación de rayos del sol para calentamiento y destilación de dicha agua de mar.

Pero sí vamos a citar algunos detalles de la gravedad a que ha llegado la situación en aquel país, especialmente en las regiones menos favorecidas por la lluvia, como son las que baña el río Colorado, para que pueda servirnos de término de comparación. Citaremos, en primer lugar, lo ocurrido en California, especialmente, en la ciudad de Los Ángeles, que actuó con previsión realmente extraordinaria, puesto que a causa de su rápido crecimiento, que le hizo doblar la población cada diez años, la ciudad agotó pronto dos fuentes de abastecimiento de agua en su proceso de crecimiento. Y ya en 1922, dándose cuenta de que el problema era gravísimo y que había que acometerlo con gran amplitud, se orientó hacia el aprovechamiento del río Colorado, a una distancia de 350 millas, y de él obtuvo, a través del desierto del Valle Imperial, por las montañas de Sierra Nevada (cruzándolas con túneles, tuberías de acero y canales abiertos, y gastando 725 millones de dólares en la ejecución de presas y canales), el agua suficiente para mirar tranquilos el porvenir.

Claro está que esta inversión fué ejecutada en colaboración de las Autoridades locales con el Gobierno Federal, que aportó, aproximadamente, los dos tercios de su importe.

Hace ya tiempo que en los siete Estados cruzados por el río Colorado se firmó un pacto, en virtud del cual los de la cuenca superior: Colorado, Utah, Wyoming y Nuevo-México, se reservaron siete millones y medio de acres-pie al año, debiendo respetar para Arizona, California y Nevada, correspondientes a la cuenca inferior, otros siete millones y medio.

En el pacto se dejaba sobrantes un millón de a-p. para un reparto posterior entre los Estados de la cuenca inferior; si bien por convenio separado con México concedió a este país un millón y medio de a-p., que había que deducir de la participación de dichos tres Estados.

Pero como la realidad es que el río parece llevar un millón de a-p. menos de los que los Estados reclaman en total, existe planteada una lucha entre Arizona, que pide un millón más para servir un tercio de su tierra labrantía, decidida a gastarse 780 millones de dólares para obtenerlo, aunque ello represente una merma para la participación de la California meridional, y los demás Estados.

La lucha entre los siete Estados del pacto del Colorado por el agua adquiere carácter análogo al de la guerra para el acceso al uranio para las bombas atómicas, y da lugar a incidentes curiosísimos que llegan, incluso, a que algún Gobernador proteste ante otro cuando un ingeniero especializado en obras hidráulicas deja su trabajo en un Estado para aceptar un cargo similar en otro, lo que se califica de «espionaje hidráulico», suponiendo que el citado técnico posee datos muy confidenciales acerca del agua del Estado que abandona.

Las energías de los Estados americanos han de dirigirse, pues, seguramente hacia el aprovechamiento de nuevos caudales de agua y a luchar por la conservación de los antiguos.

Mientras tanto, menudean los detalles curiosísimos, como el de aquel periódico de Sacramento, que ponía una franja negra en sus partes meteorológicas, como si guardase luto por la situación, y que agregaba como comentario: «Sin lluvia durante 42 días». O el de los vecinos de Santa Bárbara, que, al verse con el agua racionada fuertemente, apodan a su ciudad «Sáhara Bárbara», como compensación a la vigilancia de un Comité que impone una reducción del consumo por contadores y del agua destinada a limpieza.

Esta disminución de los recursos hidráulicos va adquiriendo carácter de parálisis progresiva, y es indiferente que ello sea debido a un exceso de extracción de agua o a un crecimiento excesivo de población.

Aunque la gravedad del problema es mayor en ciertos Estados meridionales, es lo cierto que no deja de existir en otros, especialmente en los del Oeste medio y el Oeste, que están agotando sus provisiones subterráneas. Por ejemplo, en la ciudad de Louisville (Kentucky), el nivel del agua bajo la ciudad ha descendido 40 pies en 10 años, y en Indianópolis, 50.

El problema es mucho más grave en las poblaciones

cuyas extracciones de agua pueden venir afectadas por el agua del mar, cuya proximidad sea relativa.

Y así, Baltimore tuvo que reducir sus extracciones al principio de la guerra, por haber llegado la sal a los pozos.

En Filadelfia aumenta de año en año el contenido salino en el agua, amenazando con no poderse utilizar. Y la misma agua de Brooklyn, al adquirir un sabor desagradable (por haber descendido 35 pies por debajo del nivel del mar a causa del exceso de extracción), está amenazada de inutilización.

Si pasamos la vista a la situación de regiones y poblaciones europeas, incluso por algunas que siempre han gozado fama de dotación excesiva de agua, apreciamos el caso de Roma que, recientemente, ha tenido que recurrir a construir un nuevo acueducto de 90 kilómetros de longitud para aumentar la dotación de la Ciudad Eterna, captando las aguas del río Pesquera, sin arredrarse ante la dificultad que supone la construcción en túnel de la mayor parte del recorrido (y, especialmente, el túnel de la divisoria entre el Pesquera y el Tíber, de unos 28 kilómetros de longitud) no es de extrañar que en nuestro país estemos asistiendo al espectáculo de una situación que se agrava de día en día, y que, aunque vuelvan los tiempos de lluvia normal, no puede continuar en su estado anterior.

La situación para nuestras poblaciones, grandes, medias y aun pequeñas, es de angustia y, lo que es peor, de desesperanza para el futuro, de no variar radicalmente el concepto que hasta ahora se ha venido teniendo del aprovechamiento de aguas para los distintos usos. Este ha sido, generalmente, el siguiente:

Cuando una población ha querido acometer su abastecimiento de aguas urbano, si éste ha tenido lugar antes del año 1924, trataba de buscar una solución que permitiera el abastecimiento de la ciudad, con su población de aquel momento y un ligero aumento, y con la dotación fijada por la Ley de Aguas, que era de 50 litros por habitante y día, con el menor desembolso posible, y para ello acudía a captar las aguas lo más cerca posible de la ciudad, aunque ello requiera, en alguna ocasión, elevaciones, y prefiriendo, por razones de la técnica de entonces (y aun psicológicas), los procedimientos de manantiales, galerías o pozos, que parecían asegurar (en la mayor parte de los casos erróneamente) características de potabilidad de las aguas aceptables.

Hasta ahora la tónica general, salvo honrosas y no muy abundantes excepciones, ha sido la de no ver nunca el problema del abastecimiento de agua urbano con visión amplia, a distancia.

Y la historia, desgraciadamente, muy repetida ha sido la siguiente:

Toda población carente de agua, y más aún, la que tiene un abastecimiento raquítico de los realizados a primeros de siglo, se encuentra un buen día con que, como consecuencia de un estiaje, hay que someterse a restricciones, a cortes del líquido elemento. Las lluvias, más o menos oportunas, no resuelven la situación y la población ve, con pesar, cómo las nuevas urbanizaciones que la vitalidad urbana crea, no pueden ser abastecidas. La opinión pública se preocupa. Los siguientes estiajes elevan al rojo esta preocupación y el Ayuntamiento de turno comienza a pensar en toda clase de proyectos, a base de que cuesten «poquito» y resuelven el problema acuciante *por unos años*. Se provocan reuniones de fuerzas vivas en las que técnicos y aficionados discuten acaloradamente proyectos de tomas de un manantialito, de un arroyito, de unos pozos que se suponen inagotables; se nombran Comisiones, se formulan presupuestos aproximados que van haciendo decrecer el entusiasmo, cuanto más responden a soluciones de amplia visión del problema.

Y nunca, *nunca, repetimos*, faltan personas y aun técnicos que ofrecen soluciones diez veces más baratas que las que suenan como realizables para resolver la cuestión por 50 años, como mínimo. Y, naturalmente, acusan a los que proponen o defienden las otras soluciones de tratar de malversar los caudales públicos al querer realizar unas obras de las que de una manera indirecta, o directa, suponen han de beneficiarse los bolsillos de los adalides de dichas soluciones caras.

Esto lo digo con la autoridad que la experiencia de casi 30 años de redacción de proyectos de Abastecimiento por toda España me otorga.

Todo ello se traduce en un retraso cuyos perjuicios sanitarios y económicos van en progresión geométrica, pues ya no es sólo en los estiajes cuando no suele haber agua, sino que las lluvias deshechas «mojan las colas del agua sin deshacerlas». Las lamentaciones, por no llegar el agua a los pisos, llegan al cielo; los peligros de incendios se acentúan por la falta de agua a presión suficiente; los riesgos de epidemias locales

de origen hídrico se multiplican, no sólo por las diversas manipulaciones a que se somete la escasa cantidad de líquido obtenido, sino porque las contaminaciones de fuera a dentro en las tuberías que se dejan en seco y con un vacío relativo se hacen sumamente posibles.

Al fin, casi siempre suelen surgir hombres de buena voluntad, que confían en un técnico solvente y de prestigio que redacta un proyecto serio. Lo aprueba la Corporación, se busca la fórmula financiera más a tono con la Hacienda Local, se van venciendo las dificultades burocráticas de todo orden, capaces de acabar con toda iniciativa eficaz hasta ver otorgada la concesión y, adjudicadas las obras, se van venciendo con tesón las dificultades de las obras, resolviendo «pegas» de los contratistas, quizá, rescisiones por mal estudio económico o detalles olvidados; se gasta un enorme caudal de paciencia y energía en la obtención de materiales básicos tan perfectamente repartidos (en teoría) en nuestros tiempos; se recurre a nuevas habilidades financieras para arbitrar el numerario preciso para los seguidos aumentos de coste (que parecen la enfermedad del siglo), y se llega incluso a comprometer la estabilidad económica de la Hacienda Local y se hacen oídos de mercader a las críticas técnicas, económicas y sociales del 100 % del vecindario, que parece sometido a los modernos referéndums de ciertos países, a estos efectos.

Suponiendo que no haya contratiempos técnicos y pintorescos, que podríamos citar en gran número, se terminan las obras cuando ya «los viejos de la localidad» casi no se acuerdan de su iniciación, y admitamos que, en el mejor de los casos, todo acaba bien.

Inauguraciones oficiales; bendiciones religiosas; discursos patrióticos en que nadie arrima el ascua a su sardina, sino en los que aparece el santo amor a la localidad y a su progreso; fotografías cuajadas de espontáneos; descanso, que parece definitivo y reparador, de los que han llevado el peso de las obras y gestiones y... a vivir, o a beber.

Esta sucinta y nada exagerada relación de la tramitación normal de una obra de abastecimiento de aguas es la que sirve de base a la advertencia que desde hace muchos años dirijo a las Corporaciones que me vienen a honrar con la confianza de redactar un proyecto definitivo al imponer la condición de que he de

tener libertad para proyectarlo con amplias miras. Siempre condiciono mi aceptación, un poco humorísticamente, a su resignación a ser «vírgenes y mártires» hasta ver el agua en los domicilios.

Pues bien, si el proyecto no se ha redactado con amplitud en la dotación por cabeza y en la cifra futura de población (lo cual no quiere decir que haya que realizar todo lo proyectado en una primera etapa), el ánimo colectivo que ha creído, confiado, que tenía total y perfectamente resuelta su situación, sufre profunda desilusión cuando aprecia, al cabo de muy pocos años, que el problema reaparece, que falta de nuevo el agua, que ha de someterse a restricciones como tiempos atrás, y la reacción psicológica se dirige contra todo y contra todos.

La situación es peor que años atrás, porque el peso muerto de lo invertido en esas obras, estrechamente concebidas y sin probable ampliación (económicamente o hidráulicamente), es un lastre enorme para acometer la solución definitiva.

No quiero citar casos concretos de poblaciones españolas, porque, además de tenerlos que encabezar con las dos principales, serían pocas las que se salvarían de esta política de «movimientos por emboladas», que urge rectificar para sustituirla por otra de grandes planes que se desarrollen por etapas y en perfecta correlación de los recursos hidráulicos y de las necesidades urbanas, y sin olvidar los otros aprovechamientos de dichos recursos para riego y fuerza motriz, que son los que han de permitir vivir y crecer a las poblaciones, resolviendo su problema de alimentación y sus necesidades caseras, de transporte e industriales.

Pero la población ha crecido de manera que nadie podía sospechar, y las tendencias del día (para bien o para mal) son las de concentración en ciudades cada vez mayores, y esto, unido al aumento de dotación personal, que ya se ha fijado en 200 litros por habitante y día desde la promulgación del Estatuto Municipal y Reglamento de Bienes, Obras y Servicios Municipales (y que tiende también a crecer como consecuencia del mayor nivel de vida), ha determinado una insuficiencia tan enorme del abastecimiento existente y una necesidad de caudales importantes, que ya no es posible encontrar ni en mantiales, ni en galerías, ni en pozos (por regla general). Ello ha obligado a buscar soluciones de aprovechamiento de aguas superfi-

ciales, y a pensar en un margen de aumento francamente apreciable para abastecer la población actual y la futura en un plazo de 50 años.

Como, desgraciadamente, los caudales superficiales, íntimamente relacionados con las precipitaciones pluviométricas, sufren tantas oscilaciones y disminuyen tan enormemente en los estiajes, cada vez se ha ido imponiendo más y más la necesidad de contar con embalses reguladores que hagan frente a dichas oscilaciones de caudales.

Para los que hemos dedicado nuestra vida profesional, desde 1922, principalmente a este problema, y nos ha tocado intervenir en múltiples casos de poblaciones españolas, ha sido especial satisfacción el comprobar cómo aquellas teorías de aprovechamientos de aguas para abastecimientos urbanos, con amplia visión y a base de embalses, han ido tomando carta de naturaleza en nuestro país. En estos momentos se ha llegado a la siguiente situación de nuestras ciudades:

Madrid, que está desarrollando, al fin, los proyectos de aprovechamiento integral de la cuenca del Lozoya, con el embalse de Ríosequillo, proyectado con la máxima capacidad posible, y con los futuros embalses del Jarama y del Sorbe, que completarán felizmente los hoy día existentes, que le han hecho estar hasta ahora a la cabeza de las poblaciones europeas en materia de cantidad y calidad de agua.

Bilbao, cuyo embalse de Ordunte resolvió el grave problema de las necesidades hidráulicas de la Villa, y que, al ver llegar el momento de la insuficiencia de caudales regulados, no ha vacilado en estudiar el aprovechamiento de las aguas de los embalses del Zadorra (recogidas a la salida de las turbinas de los saltos que se están construyendo), para realizar un abastecimiento colectivo de la ciudad y de todas las poblaciones a lo largo de su ría.

Vitoria, cuyo problema está resuelto para una etapa amplia con la construcción del embalse de Albiña, regulador del aprovechamiento del curso de agua utilizado para el abastecimiento.

Castellón, cuyo problema quedó resuelto satisfactoriamente con el aprovechamiento de las aguas del embalse de María Cristina, destinado, asimismo, a riegos de la región.

Sevilla, que ante la necesidad de resolver definitivamente el grave problema planteado por la escasez y

calidad de agua, no ha vacilado en acometer los embalses de la Ribera de Huelva, en ejecución avanzada, que permitirán el desarrollo urbano acelerado de la aglomeración sevillana.

Córdoba, que no obstante sus múltiples abastecimientos aislados de pozos y galerías, hubo de recurrir a la utilización del pantano de Guadalmellato, tomando las aguas del propio canal principal de riegos, y corrigiéndolas y depurándolas para hacer frente a sus necesidades urbanas, y que, hoy día, ante la insuficiencia determinada por el fabuloso crecimiento urbano y el aumento de dotación, se dispone a acometer la solución definitiva con la construcción de otro embalse en el Guadalmellato, exclusivamente destinado al abastecimiento, y sin merma, o mermando en lo menos posible, los caudales destinados al riego.

Cádiz, que ante la insolubilidad del problema de su abastecimiento con los recursos hidráulicos de la zona circundante, ha logrado que el Estado acometa la ejecución del abastecimiento colectivo de la población y de todas las localidades de la Ribera, mediante la construcción de un embalse en Hurones que asegurará el abastecimiento colectivo de toda la comarca en los próximos 50 años.

Huelva, que, previsoramente, acometió la construcción del embalse que ha hecho posible su crecimiento, y que ahora ha de enfrentarse con la ampliación que seguramente habrá de ser resuelta mediante la construcción de otro embalse que aproveche al máximo las mismas aguas escorrentías.

Cartagena, Alicante y Murcia, que, merced a la decisión de que el Estado acometiera la construcción del abastecimiento colectivo de Canales del Taibilla, ha logrado, mediante la ejecución del embalse de igual nombre, el asegurar el abastecimiento de toda aquella rica región de manera definitiva.

Badajoz, que gracias a la decisión de elementos locales acometió la ejecución del embalse del Gévora que hasta este momento ha servido a la población en su rápido crecimiento, y cuya ampliación o ejecución de nuevo embalse tiene planteada.

Ávila, tan afectada y frenada por la escasez de aguas hasta que se decidió a la construcción del embalse actual, que ha salvado la situación y del que aún podrá vivir durante varios años.

Segovia, cuyo embalse en construcción en Riofrío

(por cierto, en el mismo emplazamiento en que los romanos desviaban las aguas para abastecer la ciudad) asegurará las necesidades urbanas de una población, cuya penuria, en contraste con su proximidad a la Sierra, era tan acentuada.

Si alentador es lo ya realizado hasta la fecha, mucho más resulta lo que está en tramitación o en estudio, y no sólo en grandes poblaciones, sino en localidades de importancia media y aún pequeña.

Así, por ejemplo, el nuevo embalse actualmente en construcción en San Sebastián, para asegurar amplia e higiénica vida a la ciudad.

Así, los nuevos embalses de aumento de caudal que Vigo quiere acometer.

Así, el embalse que Orense tiene en tramitación, para hacer frente al consumo de la población, en rápido crecimiento.

Así, el proyecto de utilización del embalse del Arlanzón para el abastecimiento de Burgos, que redacté y está aprobado, y en vías de ejecución no lejana.

Así, la utilización del pantano del Generalísimo, para reforzar el caudal de abastecimiento de aguas de Valencia y de los pueblos de su cintura.

Así, los aumentos de dotación de aguas de Málaga y de Almería, que habrán de realizarse, a nuestro juicio, forzosamente, mediante embalses.

Así, el moderno y definitivo abastecimiento de Soria, que tanto habrá de facilitar su crecimiento, y que está actualmente en tramitación, mediante embalse de amplia capacidad.

Y así, finalmente, los abastecimientos colectivos que hoy día empiezan a desarrollarse entre pueblos de menor importancia, entre los que destacan los de la Ribera del Moncayo y el tan debatido de la Sierra madrileña, cuyo anteproyecto ha sido aprobado ya por el Ministerio de Obras Públicas.

Pero, a pesar de esta tendencia (que ha de ir en aumento forzosamente), a los abastecimientos colectivos, cuyo fundamento es totalmente distinto a la concepción seguida hasta ahora, esto no basta.

Ya es un paso bastante grande el que se da imponiendo el criterio de que el agua para las poblaciones hay que ir a buscarla donde esté, hay que recogerla para aprovechar al máximo su caudal, y repartirla colectivamente a todas aquellas localidades que, técnica, topográfica e incluso socialmente, puedan disfru-

tar de la captación, en lugar de dejar que cada población, grande o pequeña, trate de resolver su problema aislado. Lo que, si para algunas, es posible, para otras resulta impracticable, porque el agua hay que buscarla donde está y no donde se necesita, y ello suele representar soluciones aisladas, de coste excesivo para la economía local.

Pero es que el agua existente en el país no tiene sólo como aplicación la de abastecimiento de núcleos urbanos, si bien sea esta preferente, sino que, al propio tiempo, ha de procurar aprovecharse al máximo para los dos aspectos fundamentales de riego y energía eléctrica.

Y ello requiere pensar en la preparación de planes comarcales de utilización simultánea para los tres fines expresados: abastecimiento, riegos y energía eléctrica, con la debida ponderación de unos y otros, y con la proyección de obras que hagan posible armonizar los tres usos con las características que cada uno de ellos debe reunir.

Ello planteará, en muchos casos, problemas para esta utilización racional de las aguas para riego y alimentación especialmente, los cuales serán preferentemente de carácter sanitario, y para su solución requerirá el echar mano de los recursos que la Ingeniería Sanitaria hoy día proporciona para la corrección y depuración de las aguas, en aquellos casos en los que se puedan acometer obras mixtas de toma y conducción, y redes mixtas de distribución, ya que las características de estas obras y de estas redes son distintas, especialmente, en un aspecto bacteriológico.

Mientras las aguas afectas al riego deben, solamente, satisfacer ciertas condiciones de temperatura, que varían en función de los cultivos y del fin perseguido por los riegos, y basta con que no estén cargadas excesivamente de elementos nocivos para las plantas, las de abastecimiento requieren otras muchas condiciones, que en muchos casos no pueden ser cumplidas por las de riego, pero que, en otros, sí lo pueden ser, mediante las adecuadas instalaciones de corrección.

Así, las obras de canales o acueductos para riegos no tienen por qué estar sujetas a servidumbres higiénicas, y sus aguas pueden estar sometidas, y de hecho lo están, a muchos riesgos de contaminación, ya que el aspecto económico exige un precio de consumo del agua reducido, para que no afecte gravemente al de la

explotación de las zonas agrícolas, y, por tanto, recargue excesivamente el de los productos recolectados.

En cambio las aguas destinadas a la alimentación y al abastecimiento urbano, deben de librarse bacteriológica y químicamente aptas para el consumo.

Ahora bien, ello no quiere decir que cuando no presentan las cualidades necesarias no puedan ser derivadas en unión de las de riego, incluso en canales a cielo abierto siempre que (antes de ser almacenadas en los depósitos reguladores y distribuidas por medio de canalizaciones estancas, que ofrezcan toda garantía contra la introducción accidental de cuerpos extraños y contra cualquier riesgo de contaminación), sean obligatoriamente corregidas y potabilizadas por los tratamientos físicos, químicos y bacteriológicos hoy día ya corrientemente usados por la técnica sanitaria.

Es más, los higienistas tienden hoy a considerar más apropiados para un abastecimiento de aguas aquellos sistemas que, mediante tratamiento adecuado y mediante inspección especial aseguren la conservación de las cualidades de pureza y de potabilidad requeridas, y que prevean cualquier medida para suprimir rápidamente las causas posibles de contaminación, que no aquellas que, por captarse normalmente en adecuadas condiciones, no están sujetas a depuraciones ni a vigilancias y pueden, por tanto, en un momento determinado, contaminarse y producir graves trastornos sanitarios.

De todos los modos, y a pesar de esta aparente desproporción de condiciones desde los puntos de vista higiénico y económico que parecen existir entre las captaciones y distribuciones de aguas potables y las de aguas para cualquier otro uso, es evidente que el aprovechamiento máximo de los recursos hidráulicos de nuestra nación obligará a pensar, en una gran parte de las comarcas, en la construcción de obras mixtas de alimentación, riegos y producción de energía eléctrica.

La coordinación de la ejecución de grandes y pequeños embalses con la constitución de reservas por infiltración en los terrenos para obtener de ellos recursos para usos domésticos y riegos es uno de los aspectos del aprovechamiento integral que puede ser aplicado en muchas regiones españolas en que la naturaleza de valles y cuencas se presta a ello, y en las que se da la circunstancia de que estas obras combinadas harían

frente a uno de nuestros azotes más frecuentes y temibles: las inundaciones.

Basta para ello considerar el ejemplo de lo hecho recientemente en la planicie litoral de Los Ángeles para hacer frente a las crisis de suministro (1).

Un conjunto de presas, canales y terrenos de infiltración permite retener las lluvias torrenciales de diciembre a marzo en la cuenca del Río Hondo y de sus afluentes, evitando así las inundaciones. Todo exceso de los caudales afluentes sobre los necesarios para el suministro, es retenido en los embalses, y, cuando éstos se llenan, se conduce a los cauces o terrenos de infiltración para su almacenamiento en las cuencas subterráneas, cuya función es muy importante, pues, en los años de lluvias abundantes, especialmente, la capacidad de embalses es insuficiente.

Es de estos embalses de donde se abastecen preferentemente las ciudades aunque requieran instalaciones de sedimentación y clarificación para corregir sus cualidades físicas, especialmente, la turbiedad.

La conservación del agua mediante almacenamiento en cuencas freáticas que ha llevado al Distrito de Los Ángeles a disponer de áreas filtrantes de 530 hectáreas, y que ha determinado a otros organismos a habilitar otras 310 hectáreas, se practica por tres sistemas:

Inundación del terreno por surcos, según curvas de nivel, pero con pendiente tal que no produzca erosión en los mismos, pero evite los depósitos de materiales de arrastre.

Construcción de balsas alimentadas en cabeza por pequeños diques en cauces de río, y pase sucesivo a otras balsas por rebosamiento, con gran aprovechamiento del área mojada.

Aprovechamiento de los cauces de Avenida que suelen ser amplios, llanos y arenosos (como nuestras ramblas levantinas) y en los que se extiende el agua por medios diversos.

Claro está que este sistema está supeditado a la capacidad de infiltración, que depende de la calidad del terreno, profundidad de capa freática y forma de la superficie de vertido. Pero, repetimos, puede y debe ser completamente obligado en muchas de nuestras cuencas en la lucha por la conservación y aprovechamiento de

(1) Transaction of the American Society of Civil Engineers, 1946.

nuestros recursos hidráulicos que han de crear y elevar nuestra riqueza.

Es preciso que los estudios de máximo aprovechamiento de cuencas no se circunscriban a determinar cuál pueda ser la de una determinada, sino que se tanteen posibilidades de trasvase de otras, cuando se puedan aprovechar vasos magníficos.

Tal ha sido nuestro caso en Entrepeñas y Buendía donde, mediante la feliz idea del trasvase del Tajo en el embalse de Entrepeñas al magnífico cerrado e inmejorable vaso de Buendía en el Guadiela, se logrará disponer de los 1.500 millones de m³ de capacidad de éste íntegramente, aunque las aportaciones del Guadiela no fueran suficientes, y en cambio, se evitarán las pérdidas de caudal del Tajo que requeriría para que no se produjeran mayor capacidad de los 750 millones de m³ del vaso de Entrepeñas.

Se ha dado un paso digno de imitación en las demás cuencas, con esta obra que, al regular el Tajo, va a permitir poner en riego una superficie de más de 160.000 hectáreas con coste de más de 1.000 ptas. por Ha.; obtener de los saltos de pie de presa 140×10^6 Kwh. con un coste de 0,85 ptas. por Kwh. anual producido; mejorar extraordinariamente la energía obtenida actualmente en todos los saltos de aguas abajo hasta la derivación de la Ventosilla para los riegos; acabar con los desastres periódicos de las avenidas, y facilitar los abastecimientos de agua de los núcleos ribereños.

Resulta aleccionador el análisis de lo ocurrido en España con una de las obras en que ya se vislumbraba, al proyectarse, la necesidad y conveniencia de armonizar los usos del agua, y cuyos resultados relativos han sido de los mejores logrados en las modernas obras de riego en España (salvo en Canarias), habida cuenta de su importancia y coste.

Nos referimos al pequeño pantano de Ruidecañas, en Tarragona, que, con sus 3.400.000 m³, ha salvado, en general, los precarios riegos del campo de Tarragona y asegurado el abastecimiento de Reus.

Sin embargo, de haberse aplicado el criterio de máximo aprovechamiento hidráulico de los recursos de la zona, se habría construido un embalse mayor, aportando al vaso los caudales de otros cursos de agua. Esto es precisamente lo que se está haciendo ahora, pero sin poder ya evitar las pérdidas que para la Eco-

nomía Nacional se han producido en los 40 años transcurridos en la explotación.

Vivo está también el ejemplo de Suiza cuyo aprovechamiento total de los recursos hidráulicos, como principal riqueza del país y de imperiosa necesidad para su economía está hoy en pleno desarrollo, y ello, a pesar de que sus condiciones climatológicas especiales impone la construcción de grandes presas de embalses, y a ser posible, elevadas, lo que plantea problemas de costes ingentes, agravados por las dificultades de duración de la construcción que es obstáculo serio en aquel clima de altas montañas. Pero, ni la necesidad de resolver el problema de la disponibilidad de medios e instalaciones que hagan posible un continuo funcionamiento de hormigonado, a despecho de los temporales de nieve que transportando grandes masas del «blanco sudario» interrumpen bruscamente los períodos de trabajo; ni la necesidad de disponer de equipos de trabajo muy entrenados y compenetrados para alcanzar un superior rendimiento; ni las precauciones encarecedoras en la ejecución de las fábricas de las presas, de división de las mismas en capas y series de bloques en sentido longitudinal y transversal para las etapas en verano e invierno; de formación de recintos cerrados y recubiertos con elementos metálicos; de transporte y puesta en obra del hormigón por procedimientos especiales; de amasado en muchos casos con agua caliente y con aires caldeados en silos adecuados y, finalmente, de la necesidad exigida de alojamientos obreros para luchar contra la repercusión del aislamiento y vida en alta montaña y de mantener debidamente regulado el tráfico con los núcleos urbanos e industriales, son óbice para el desarrollo de ese ingente plan de aprovechamiento integral de cuencas hidráulicas (con trasvases siempre que se precise) que la Confederación Helvética viene realizando con el mayor tesón y rapidez.

Una parte de los beneficiosos resultados económicos, sociales y sanitarios que pueden alcanzarse con los aprovechamientos integrales de grandes cuencas, lo tenemos en el ya universalmente conocido del Valle de Tennessee, en Estados Unidos. La organización «Tennessee Valley Authority» (T. V. A.) ha podido, con la ejecución de sus ingentes aprovechamientos hidráulicos y sus gigantescos embalses, no sólo conseguir el máximo rendimiento eléctrico (lo cual era sólo parte

de su programa), sino desarrollar un plan económico de puesta en valor de la minería, riqueza forestal y agrícola de la región hasta límites no sospechados.

No sólo ha puesto en servicio excepcional plan de comunicaciones, incluso haciendo navegable el río hasta su origen, con evidente repercusión favorable en el coste de las explotaciones, sino ha logrado acabar con los enormes destrozos que las terribles avenidas de los ríos de la cuenca producían tantas veces; no sólo ha permitido combatir más eficazmente el azote del paludismo que aquellas regiones sufrían, como muchas de las españolas, sino (lo que poca gente sabe y nosotros queremos destacar por su importancia para nuestro país) que ha contribuido en gran escala a mejorar las condiciones de alimentación de agua a los núcleos urbanos, y ello, no tanto por asegurar, las cada día mayores cantidades de los abastecimientos, sino por mejorar muchas de las cualidades de las aguas, lo que se ha traducido en importantes economías en la depuración de las mismas y explotación de los servicios.

Solamente con la evitación de las catástrofes de las crecidas y con haber alcanzado la cifra de 2.500.000 kilovatios instalados, con una producción de 12.000 millones de Kwh. quedaría justificado el éxito de este aprovechamiento integral de la cuenca. Pero, es que la lucha contra el paludismo ha podido ejercerse intensamente merced a la variación de nivel de los embalses hábilmente manejadas para agitar el agua o dejar en seco los taludes de los embalses, con lo que se impide la multiplicación de huevos y larvas que, como es sabido, necesitan agua en reposo, la regularización de sus taludes para desarraigar la vegetación y evitar que queden zonas de agua con poco movimiento que son las más aptas para el desarrollo del mosquito, y los métodos de pulverización desde barcos y aviones, completan la obra de lucha contra el paludismo.

La influencia de los almacenamientos en los embalses, demostrada plenamente por el cotejo de los datos relativos a la calidad de las aguas antes y después de la construcción de aquéllos, se ha mostrado principalmente en su pureza bacteriológica, pero, además, en su temperatura, turbiedad y color. Así, de una cifra media de bacterias del grupo «coli» por 100 cm³, que venía a ser de 1.050, antes de la entrada en servicio del aprovechamiento integral, ha descendido a 210. Es decir,

con un 80 % de reducción debido casi exclusivamente al almacenamiento de los embalses.

La temperatura media de las aguas ha pasado de 18° a 15° (un 6,5 % de disminución), beneficiando así sus condiciones de bebida.

La turbiedad se ha visto profundamente influida, con reducción del 60 %, al pasar de 159 partes por millón (p. p. m.) a 62. Ello se explica por la menor erosión del suelo por crecidas y por el efecto sedimentador y clarificador de los embalses.

Sobre el color del agua la influencia ha sido también acentuada, pues ha alcanzado un 36 % de disminución, por pasar de 22 a 14 p. p. m.

Para juzgar de la influencia de estas mejoras en la Economía Nacional bastará señalar que el consumo de sulfato de alúmina en las decantaciones de las instalaciones de tratamiento de aguas potables ha descendido en un 11 %, pasando de 34 a 30,2 p. p. m. La dosis de cloro en dichas instalaciones depuradoras ha descendido en un 44 % por reducir a 3,28 las 5,90 p. p. m. necesarias. Todo ello, combinado, ha producido una economía del 18 % en el coste del tratamiento con productos químicos, lo que, aplicado a los grandes volúmenes de agua consumidos, representa apreciable economía.

Complemento de la labor de aprovechamiento integral de las aguas superficiales de las cuencas españolas puede y debe ser la de los embalses subterráneos que puedan existir en nuestra Patria, y de los que algunos compañeros competentes han hecho menciones aisladas. Su existencia es indudable con sólo considerar los caudales que en muchos cursos de agua se mantienen, incluso después de largos períodos de sequía, sin que estén abastecidos por caudales provenientes de la fusión de nieves.

Cierto que, la función de regulación de estos embalses subterráneos, es hoy día mínima por su desconocimiento, y que hay otros que están sin explotar y que podrían entrar en funciones con obras de coste reducido. Son aquéllos que por estar emplazados en depresiones o cubetas en terrenos impermeables, o tienen desagües altos que no permiten jugar adecuadamente con su capacidad, o, incluso, no tienen desagüe alguno, y sus aguas han de buscar salidas lejanas por veneros o manantiales muy alejados o diseminados y de difícil aprovechamiento.

Una gran parte de los terrenos de nuestra España son de caliza, y es en ellos donde puede tener gran importancia el estudio de su subsuelo con vistas a aprovechar las posibilidades de embalses naturales.

Claro está que no todos los posibles embalses subterráneos serán aprovechables desde el punto de vista económico, que es el que decide en estos casos, pues ello depende mucho de la topografía y de las posibilidades de ejecución al exterior o hasta su cámara de elevación, si ésta puede hacerse en condiciones financieras.

En este aspecto es evidente que tiene importancia decisiva el destino del agua conseguida. Si éste es de riegos o producción de energía eléctrica (caso, por cierto, que será muy raro, de no existir el embalse subterráneo en el tramo de montaña de la cuenca), es muy probable que no sea económica la solución y haya que prescindir de ella, sobre todo si las aguas han de elevarse mecánicamente. Pero, si el destino es el abastecimiento de poblaciones, puede ser solución útil o, al menos, complemento de otras de régimen hidráulico variable, aunque los gastos de impulsión y explotación pesen más de lo normal. Tal ha sido hasta ahora el caso de Barcelona, cuyo abastecimiento ha estado confiado principalmente al aprovechamiento de las aguas del gran embalse subterráneo existente en la cuenca del Llobregat, que ha permitido ir aumentando los caudales extraídos desde 86.000 m³/día en el año 1905 hasta 200.000 m³/día en el año 1948, si bien esto ha sido a costa de mayores profundidades de captación en las bombas y, por tanto, de mayores gastos de explotación. Pero, como no existen en la cuenca del Llobregat, ni en sus afluentes, embalses superficiales que pudieran alimentar más regularmente el subterráneo existente, aumentando las infiltraciones mediante la retención de aguas producidas (y evitando las pérdidas en que las riadas se traducen), es evidente que llega un momento de limitación de caudal extraído que no puede rebasarse, so pena de matar la gallina de los huevos de oro.

No hay que olvidar, no obstante, otro factor, adverso en muchos casos, de embalses subterráneos, sobre todo, cuando al abastecimiento de poblaciones han de dedicarse. Éste es, la, con frecuencia excesiva, mineralización de sus aguas como consecuencia del ataque de los terrenos atravesados en su recorrido interno, que pue-

de hacerlas inaptas, o poco aptas sin una corrección un poco cara y complicada, para su consumo. También en esto es típico el caso de Barcelona, que no resistió a la tentación de citar, pues recientemente, y como consecuencia de un estudio oficial hecho por encargo del Consejo Nacional de Sanidad, he podido apreciar la exactitud de nuestra teoría de empobrecimiento de las reservas subterráneas, cuando no existen, aguas arriba, los embalses precisos para un aprovechamiento integral de las cuencas.

Las aguas captadas en Cornellá, y libradas al consumo de la ciudad, ya en 1905, al comenzar la explotación de los pozos, y con una extracción de 86.000 metros cúbicos/diarios, tenían una dosis de 79,5 miligramos por litro de cloro; cifra ya no muy agradable para la potabilidad de las aguas, y desde luego, muy superior a los 30 mg/litro admitidas en nuestra legislación (R. O. de 30 de mayo de 1914). A partir del primer año de explotación, y a medida que los caudales extraídos de los pozos iban aumentando, la salinidad crecía asimismo, y llega en la actualidad, con la extracción antes citada de 200.000 m³/diarios a una cifra de salinidad de 264 miligramos (equivalentes a 438 mg/litro de cloruro de sodio. Paralelamente a esta enorme elevación de salinidad, las dificultades de extracción aumentan, y el empobrecimiento de la capa subálvea toma caracteres alarmantes que obligan a pensar en otras soluciones de embalses lejanos y de coste elevado.

Y aún nos aventuramos a hacer otra afirmación, que probablemente escandalizará todavía a muchas personas, pero que estamos seguros se impondrá rápidamente. Esta es la improcedencia de invertir ingentes sumas en captaciones y distribuciones de agua para abastecimientos urbanos, de cuyos caudales se consume solamente una proporción ínfima y se evacúa el resto en forma de aguas usadas, y abandonar todo aprovechamiento posterior de estas aguas usadas previa su depuración para utilizaciones inferiores.

Si cada vez hay que aprovechar más nuestras corrientes superficiales, si es forzoso invertir grandes sumas en disponer de agua aprovechable para los abastecimientos de nuestras ciudades, o de nuestras industrias, o de nuestros campos, es evidente que no puede aceptarse el que estas aguas, después de utilizadas, vayan a contaminar nuestros cursos de agua, haciéndolos peligrosos para la salud pública, dificultando o impi-

diendo su nueva utilización para necesidades agrícolas, para la pesca, para los usos industriales, o para el recreo, que también es necesidad humana. Por ello, es salvajismo sanitario y económico no completar el ciclo del aprovechamiento integral de nuestras cuencas con la depuración de las aguas residuales, urbanas o industriales, dentro de los límites que exijan sus posteriores aprovechamientos, y ello, a pesar de que la moderna Ingeniería Sanitaria proporciona hoy medios de utilizar cualquier curso de agua, mediante las instalaciones de corrección y depuración que aseguren en todo momento la potabilidad. Y, si esto no fuera más que salvajismo económico, el desaprovechar en tan gran porcentaje los esfuerzos realizados, mucho más resulta si se considera que al no depurar y aprovechar esas aguas residuales producimos grave daño higiénico a todas las zonas de aguas abajo del vertido de dichas aguas residuales en cualquier curso de agua.

La Lógica, la Técnica y la Economía Nacionales, exigen, pues, estudios especiales de las cuencas españolas, con vistas a determinar la calidad de las aguas y sus posibles aprovechamientos posteriores con el fin de aprovechar al máximo la utilización de tan preciado elemento, vital para la Economía del País.

Estas depuraciones de aguas residuales han de establecerse en función del destino posterior de los ríos que las reciban. Así, si el río no va a tener más que usos industriales, bastará que los afluentes no alteren el color, el olor, o la turbiedad, ni exageren el contenido de sólidos de naturaleza orgánica o inorgánica, sobre todo si, por ser ríos navegables, es de temer la formación de depósitos que exigen grandes gastos de dragados, posteriormente. Por ello, los países que van a la cabeza de la Ingeniería Sanitaria se han apresurado a señalar patrones de impurificación a fin de que las autoridades locales no hagan en las depuraciones de sus aguas más gastos que los estrictamente precisos. Así, la Royal Commission of Sewage Disposal, en Inglaterra, tomando por base la Demanda Bioquímica de Oxígeno, en cinco díase ha formulado la siguiente escala de ríos:

Muy limpios	1 p. p. m.
Limpios	2 »
Relativamente limpios... ..	3 »
Dudosos	5 »
Malos	10 »

Por ello, y siempre sobre la base de la dilución del afluente en el río (que hará alterar estas cifras), la Co-

misión aconseja que los afluentes de aguas residuales no contengan más de 30 p. p. m. de sólidos en suspensión y que su D. B. O. no pase de 20 p. p. m. a los cinco días.

También los Estados Unidos han señalado cifras de orientación. Por ejemplo, si las aguas de río han de someterse a buena filtración, bastará que en la mezcla con el afluente no existan más de 5.000 B. coli en 100 cm³, aunque en días aislados (que no rebasen un 5 % del tiempo) pueda llegar a 20.000. Si las aguas del río no van a sufrir más que cloración, no habrán de pasar de 50 B. coli en 100 m³ (ni de 400 por cm³ en días aislados en número inferior al 5 %). Si las aguas han de emplearse en usos agrícolas o destinarse a la pesca, que también sufre con la impurificación (sobre todo si ésta se produce por cianuros y fenoles o disminuye peligrosamente el oxígeno que aquélla necesita para vivir) la polución puede ser mayor, y menores, por tanto, los gastos de depuración de los afluentes recogidos.

Unido a este problema con bastante intimidad está el de la recogida y Tratamiento de Basuras que, agregado a los Saneamientos Rurales completará la labor sanitaria tan necesaria en nuestra Patria.

Pero todo ello representa un esfuerzo económico ingente que, la falta de estadísticas, característica de nuestro modo de ser, me impide valorar debidamente.

Algo puede servirnos de orientación el inventario hecho por el Public Health Service de Estados Unidos en 1947, según la cual, y a pesar del indudable adelanto sanitario de aquél país, sus necesidades sanitarias exigen gastar las siguientes cifras con precios de 1946:

Abastecimientos de aguas	2.269 millones dól.
Alcantarillados y depuración de aguas residuales	3.749 » »
Recogida y tratamiento de basuras	166 » »
Saneamientos rurales	1.650 » »

Totales 7.834 millones dól.

El coste por habitante es variable según las características de las regiones, pero oscila entre 23 dól. y 107 dólares. Es decir, al cambio actual verdadero, entre 1.150 ptas. y 5.350 ptas.

Estas cifras no dan idea del esfuerzo económico que se precisa hacer en España; pues aún admitiendo el coste mínimo representará, para los 26 millones de habitantes, un coste de unos 30.000 millones de pesetas.

Aunque, lógicamente, las prácticas y costumbres locales, la política municipal y la naturaleza y estado de

las Haciendas Locales hacen muy variables las normas que se deben seguir en los proyectos y en la resolución de los problemas sanitarios locales, pueden servirnos de orientación los costes medios de obras, deducidos de las excelentes estadísticas americanas, para las necesidades sanitarias.

Éstas son:

Pueblos de menos de 1.000 habitantes...	100/dól. hab. =	5.000 ptas.
Ciudades de más de 100.000 habitantes ...	80 »	4.000 »
Ciudades intermedias ...	50 »	2.500 »
Zonas rurales ...	40 »	2.000 »

Hágase un cálculo aproximado de lo que esto representa en la economía patria y se verá que, para acometer el problema, hace falta una organización que, sin ser estatal más que en la parte orientadora y reguladora (ya que ello es privativo de cualquier tipo de Estado) tenga, no obstante, el máximo apoyo del Poder Público, pero que al propio tiempo tenga una elasticidad de movimientos tal y una agilidad técnica, jurídica y económica, libre de las trabas administrativas clásicas en nuestra organización actual, que le permita concebir, planear, desarrollar y explotar con normas de empresa privada.

La necesidad de llegar al máximo en el aprovechamiento integral de las cuencas obligará a resolver problemas de prioridad de utilización que darán lugar a colisión con intereses particulares, que, aunque haya que supeditar al supremo de la Economía Nacional, deben respetarse al máximo y armonizarlas en lo posible.

No hay por qué discutir que sigan siendo preferentes, en términos abstractos, el abastecimiento de poblaciones a los riegos y aprovechamientos industriales y el de aquéllos a éstos, según nuestra legislación de Aguas, pero siempre quedará el pie, con la falta actual de estudios de aprovechamientos integrales de cuencas e intercomunicación de unas con otras, en donde sea posible, el contrasentido de que haya de dar preferencia a crear zonas de riego en los tramos altos de los ríos en las que se consuman caudales de energía potencial considerable sin alcanzar adecuados rendimientos por malas condiciones de clima, fertilidad y topografía.

Probablemente el estudio de conjunto conduciría a crear las grandes zonas de regadío en los tramos bajos (sin que ello excluyese completamente la posibili-

dad de regadíos, pequeños o medianos, allí donde fueran remuneradores) y a aprovechar los tramos altos y medios para las regulaciones y producción de energía eléctrica.

Estas grandes obras de regulación, que comienzan a presentarse en España y que estoy seguro de que han de alcanzar gran desarrollo, han modificado el estado de equilibrio existente hasta ahora, han creado nuevas fuentes de riqueza y han planteado multitud de problemas técnicos y jurídicos y económicos que apenas si se han formulado.

Varios competentes compañeros han llamado ya la atención en la Prensa profesional acerca de la necesidad de la regulación de las aguas embalsadas, con vistas a sus máximas utilización y creación de riqueza, y han apuntado la necesidad de tratar las cuencas como un todo orgánico para armonizar los siguientes grupos o intereses:

Necesidades de abastecimiento urbano.

Intereses de la industria productora de energía y sus clientes, así como las de los regantes de la misma toma.

Intereses de regantes e industriales de una cuenca, entre sí; los de uno y otro grupo en cuanto pueden ser antagónicos, y los de ambos en función del interés general.

Las necesidades de los abastecimientos requieren contar con la seguridad y preferencia de los caudales para las poblaciones actuales y de un próximo futuro, allí donde deban recogerse en adecuadas condiciones técnicas y económicas. Es, pues, preciso que el estudio de las necesidades ampliamente previstas para todos los núcleos urbanos de una cuenca, sea conocido para poder imponer las reservas necesarias en los restantes aprovechamientos, señalando los caudales con los que no puede contarse (más que mientras no sean empleados en las poblaciones); y determinando los puntos de toma, donde, aproximadamente, convendrá derivarlos para su consumo urbano.

De no hacer esto, se plantearán después, como hoy ocurre, enojosísimos problemas de expropiaciones que, no sólo gravarán excesivamente las soluciones de los abastecimientos urbanos, sino que, por afectar siempre a empresas fuertes, plantean siempre resistencias, dificultades y presiones que no es extraño que acobarden a los que han de llevar adelante la idea o el proyecto.

En cambio, con el establecimiento previo de los pla-

nes de abastecimientos urbanos cabe incluso exigir a los otros aprovechamientos coexistentes con el preferente, que acoplen sus obras e instalaciones en forma que no perjudiquen a aquél en beneficio de la Economía Nacional.

Para fijar ideas citaré un caso concreto en el que he tenido intervención.

El proyecto de ampliación del abastecimiento de aguas de Burgos, a base de la concesión de 200 l/s que el Ayuntamiento de aquella capital obtuvo hace años, hube de redactarlo, arrancando la conducción general del pie de presa del Pantano del Arlanzón, con el fin de conservar las características inmejorables del agua embalsada, y no tener que pensar en instalaciones de corrección física y bacteriológica que, aunque resuelven el problema, es indudable que constituyen una carga. Aprobado el proyecto, y en ese intervalo (siempre largo) que media entre ese acto y la ejecución de las obras, por indecisiones municipales o dificultades financieras derivadas de los enormes costes actuales y de su extraordinaria movilidad ascendente, la Confederación del Duero, propietaria y explotadora del Pantano, ha sacado a concurso la concesión del salto de pie de presa y de otro de inmediata continuación. La solución lógica desde el punto de vista nacional (puesto que existe cota sobrada) tomar las aguas del abastecimiento a la salida de turbinas de este segundo salto, pero para ello hubiera sido necesario que se hubiese exigido la cubrición de los 8 Kms. de canal de conducción del salto a fin de evitar en el recorrido la alteración del agua causado por las escorrentías, productoras de arrastres de arcillas que obligan, ya a filtración, y de posibles contaminaciones por el ganado de pasto en las laderas que quitan toda seguridad bacteriológica a las aguas. No se ha hecho así, y ahora surge el problema de la escasa posibilidad de obligar al concesionario a esta obra de cubrimiento y aislamiento que, de no hacerse, obligará al Ayuntamiento, o a recargar el coste de las obras con la construcción de un canal independiente desde la presa (mermando así los 200 l/s para la producción de energía eléctrica), o a construir instalaciones de filtración y depuración que aseguren la perfecta potabilidad de las aguas, si prefiere (o le imponen) tomar las mismas a la salida de las turbinas del salto inferior.

En cualquiera de los dos casos, y por falta de esta

coordinación, la Economía Nacional es la que paga las consecuencias sin beneficio para nadie.

La industria de producción de energía eléctrica tiene como interés propio la producción del mayor número de kilovatios con el menor coste para su venta al mayor precio. El consumidor, en cambio, tiene, como interés directo, la continuidad del servicio, su calidad y precio. Por ello, el Estado tiene que fiscalizar la producción de energía exigiendo adecuada concepción de las obras del aprovechamiento, así como la esmerada ejecución de las obras y de sus instalaciones, pero tiene también que coordinar la producción de energía con los otros aprovechamientos, interviniendo en las retenciones, modificaciones de los regímenes hidráulicos, adecuado rendimiento de las máquinas y seguridad en la explotación; todo ello con independencia de la inspección industrial de frecuencias y tensiones, limitación de contratos, reglamentos y tarifas.

Las relaciones entre regantes e industriales de una cuenca son también delicadas, como asimismo las de los regantes entre sí, ya que los ya establecidos tienden a ver siempre un enemigo y un usurpador en los que aspiran a serlo.

Por otra parte, es evidente que sin estadísticas y estudios previos de riegos existentes y de recursos hidráulicos con que se cuenta o pueda contarse con obras de regulación y sin una labor de policía eficaz y con medios coercitivos adecuados (*no en el papel*), cualquier nueva concesión que se otorgue representa una amenaza contra las existentes, y dará lugar a conflictos de todo orden, incluso públicos, pues ya es sabido cómo defiende el campesino el agua cuando conoce y disfruta de sus beneficios.

Entre industriales de un cauce y de una cuenca no cabe desconocer una cierta comunidad de intereses por la influencia recíproca del régimen de aprovechamiento de unos sobre otros.

Pero la necesidad más patente de coordinación técnica y económica de los aprovechamientos, surge cuando se consideran en conjunto los riegos y producciones de energía de toda una cuenca hidrográfica. Mientras éstos aspiran a la mayor uniformidad de caudal durante todo el año, con oscilaciones diarias que se ajusten lo más exactamente posible a sus curvas de carga, aquéllos (los regadíos españoles) necesitan la inversión total del régimen de desagüe, que consiste en

reducir los caudales a cifras exiguas durante una mitad del año, y en ampliar a cifras máximas los mismos durante la otra mitad.

La explotación racional de la riqueza hidráulica española, de tan desigual repartición en comarcas y épocas anuales, necesita una organización, que respetando en primer lugar las necesidades de los abastecimientos urbanos y reales, y teniendo en cuenta los diversos derechos y antagónicas necesidades de los usuarios, conciba y construya obras (o fiscalice su construcción por organismos o empresas) que exploten racionalmente los recursos hidráulicos de la cuenca y, si en casos, que se presentan con frecuencia, han de enlazarse unas cuencas con otras, y hay que recurrir a trasvases beneficiosos para el país, precisa que éste tenga en sus manos los medios de imponerlos, a despecho de intereses particulares, pero con la mínima lesión para estos.

De no llegarse rápidamente a esta organización integral hidráulica nacional con la base fundamental sanitaria que hemos propugnado, las batallas entre regantes, industriales y poblaciones, no conducirían más que a resultados desastrosos para la riqueza del país, cuyo coeficiente de explotación será muy inferior al que pueda alcanzarse.

En 16 de junio de 1943 tuve el honor de desarrollar en el Instituto de Ingenieros Civiles una conferencia sobre Organización Nacional de Saneamiento. En ella, y resucitando un proyecto que tuve el atrevimiento de redactar en 1929, proponía la creación de un Patronato Nacional de Obras Sanitarias que, inspirado en organismos de tipo americano (especialmente, en el Directorio de Obras Sanitarias de la Argentina con el que estoy en constante relación y del que puedo apreciar eficacia y lagunas), fuera el llamado a desarrollar esa labor de concepción de conjunto de cuanto afectase a la Sanidad Nacional en cuanto a Urbanizaciones, Abastecimientos de Aguas, Saneamientos y Aprovechamientos de las residuales, incluyendo los de terrenos insalubres y marismas.

Para mayor elasticidad de movimientos, y enemigo de recargar el intervencionismo del Estado más allá de los límites lógicos, detallaba la creación de una Sociedad Nacional en íntima dependencia del Patronato que fuera la encargada de realizar los estudios, llevar a cabo la tramitación de expedientes, ejecutar las obras y explotar los Servicios creados, ínterin se hacían cargo

de ellos los Municipios; o, en caso de inhibición de los mismos, por cualquier causa. Al propio tiempo, era la encargada de atender al financiamiento de los planes de obras mediante la emisión de Bonos Sanitarios cuyas características detallaba.

Mi conferencia terminaba con la expresión de cierto desaliento de mi ánimo, ante la magnitud del problema y la situación no muy favorable a acometer de lleno una empresa que, es forzoso reconocer, necesita grandes medios económicos y abundancia de materiales, y, para no producir a nadie molestias, recordaba lo que sobre los distintos procedimientos de gobierno atribuye la leyenda japonesa a los sogunes Nobunaga, Hideyosi y Jeyasú, y que les hacían exclamar respetuosamente: «Si el cuco no canta, lo mataré» (Nobunaga). «Si el cuco se niega a cantar, lo convenceré para que lo haga» (Hideyosi). «Si el cuco no canta, esperaré tranquilamente a que lo haga» (Jeyasú).

La realidad me ha hecho inscribirme desde entonces en el partido de Jeyasú. Pero la celebración de este 2.º Congreso Nacional de Ingeniería me obliga a cambiar de partido e imitar a Hideyosi, convenciendo al Congreso de la necesidad ineludible de acometer el problema sanitario e hidráulico, para que sea el Congreso con su autoridad quien lo plantee decididamente al Gobierno y, con las modificaciones y perfeccionamientos que se juzgue necesarios, lleguemos a verle resuelto en beneficio de nuestra Patria.

Ahora bien, la evolución experimentada en España en estos últimos años, y la necesidad de que gane en intensidad y especialización, lo que pierda en extensión y generalización me inducen a proponer algunas modificaciones no substanciales.

No hay que olvidar que se ha creado una Dirección General de Arquitectura que tiene a su cargo cuanto hace referencia a edificios de cualquier tipo (y por tanto sanitarios), tanto estatales como provinciales o municipales, y, que, con orientación y resultados que aún están por ver, se ha creado una Jefatura Nacional de Urbanismo en dicha Dirección General, y organizando múltiples Comisiones Provinciales de Urbanismo que han pasado a ser las rectoras en esta materia. Podremos, como ingenieros, pensar como queramos de esta orientación, sobre la que podríamos tener muchas discusiones íntimas profesionales, pero esa es la realidad y a ella hemos de atenernos.

Asimismo han de respetarse los organismos que tienen a su cargo las pavimentaciones, enlaces viarios, etcétera, que, aunque ostenten un evidente carácter sanitario, tienen un campo de actuación propio.

Por eso la propuesta concreta que formule va incluida en el Apéndice y consiste en líneas generales en lo siguiente:

BASES GENERALES PARA LA CONSTITUCIÓN DE UNA COMISIÓN NACIONAL DE OBRAS HIDRÁULICAS SANITARIAS» Y DE UNA «SOCIEDAD NACIONAL DE OBRAS HIDRÁULICAS SANITARIAS»

CAPÍTULO PRIMERO

Artículo 1.º Se crea la Comisión Nacional de Obras Hidráulicas Sanitarias a fin de impulsar la construcción en todas las poblaciones españolas de toda clase de obras hidráulicas relacionadas con la salud pública y, en especial, de abastecimiento de aguas potables y saneamientos, protección de cauces públicos y aprovechamiento de terrenos insalubres.

Art. 2.º Se crea asimismo la Sociedad Nacional de Obras Hidráulicas Sanitarias en íntima dependencia de la citada Comisión Nacional, la cual será la encargada de proponer, proyectar, construir y, en su caso, explotar, así como financiar todas las obras que sean de la competencia de la Comisión Nacional.

Art. 3.º Quedan sometidos, con carácter obligatorio, a las disposiciones de la Comisión Nacional de Obras Hidráulicas Sanitarias, sobre todo, lo referente a dichas obras, todos los Municipios, Diputaciones, sociedades o empresas privadas y los concesionarios de toda clase de servicios hidráulicos sanitarios.

CAPÍTULO II

COMISIÓN NACIONAL

Art. 4.º Será función de este Organismo:

a) La formación de los planes generales anuales de ejecución de obras de abastecimiento de aguas, depuración de las mismas, alcantarillados, depuraciones de aguas negras, desecación y saneamiento de terrenos insalubres o marismas, con arreglo al orden de prioridad que considere conveniente y previos los oportunos estudios, propuestas y proyectos redactados por la Sociedad Nacional.

b) La inspección de las instrucciones que efectuará la Sociedad Nacional, o los Municipios directamente, de todas las obras contenidas en los planes actuales, a fin de que se sujeten a los proyectos aprobados y prescripciones de los pliegos de condiciones particulares y

generales. La inspección técnica podrá ejercerla, en caso preciso por medio de las Divisiones Hidráulicas y Confederaciones y de los técnicos municipales, cuando así lo estime conveniente. Ejercerá la inspección sanitaria la Comisión técnico-sanitaria de la Comisión, con la colaboración obligada del Comité médico de la S. N. y de los inspectores municipales y provinciales de Sanidad a quienes afecten las obras.

c) Vigilar, intervenir y fiscalizar la explotación de todos los servicios creados para aprovechamiento de las obras realizadas.

d) Estudiar y concertar con la Sociedad Nacional las condiciones y características de la emisión de bonos sanitarios, así como su distribución en el mercado nacional.

e) Estudiar y proponer al Ministerio de Obras Públicas o al de la Gobernación, según de qué obra se trate, las tarifas de explotación que han de regir en cada población y en cada servicio creado, teniendo en cuenta las normas a que han de ajustarse los rendimientos de estas explotaciones.

f) Revisar y proponer modificaciones, si procede, anualmente, en las tarifas autorizadas, en vista de los resultados de la explotación.

g) Informar sobre las condiciones sanitarias de las poblaciones y medios de mejorarlas, y proponer el plan de obras que la Sociedad Nacional debe proyectar.

h) Resolver sobre todas las cuestiones técnico-legales y financieras que puedan presentarse a las poblaciones o demás entidades interesadas con motivo de las obras que se realicen como consecuencia de los planes anuales.

i) Resolver cuantas diferencias pudieran surgir entre los Municipios, Diputaciones o entidades concesionarias de los servicios públicos sanitarios con la Sociedad Nacional de Obras Hidráulicas Sanitarias, como consecuencia de las obras, proyectos o explotaciones de dicha Sociedad Nacional.

k) Inspeccionar, y, en su caso, aprobar, los balances que presente la Sociedad Nacional con la distribución de beneficios.

l) Podrá acordar, en casos de reconocida urgencia o necesidad o cuando advierta transgresiones legales o administrativas en la marcha de la Sociedad Nacional, la convocatoria de la Asamblea de dicha Sociedad para someter a su deliberación los graves motivos que a ello lo hayan impulsado.

m) Intervenir y autorizar la amortización, fuera de cuadro, de los bonos sanitarios, fijando las condiciones en que haya de realizarse.

n) Concertar, a propuesta de la Sociedad, la explotación de cualquier servicio sanitario con los Organismos oficiales interesados, pero proponiendo el plan riguroso técnico-económico-sanitario a que habrían de

ajustarse dichas explotaciones cedidas y vigilar su más estricto cumplimiento.

o) Reclamar, por conducto de la Dirección General de Sanidad, la ayuda o colaboración sanitaria de los inspectores municipales y provinciales de Sanidad, y por el de la Dirección General de Administración el suministro de los datos necesarios de los Municipios, Diputaciones o entidades relacionadas con las obras sanitarias.

p) Fijar el capital social de la Sociedad y autorizar su aumento o disminución, previo detenido estudio y fundadas razones.

q) Cuidar de la formación de estadísticas anuales de morbilidad y mortalidad, a fin de comprobar los progresos sanitarios.

Art. 5.º La Comisión Nacional estará integrada por dos Comités Técnico Sanitario y Financiero; será presidida por un Presidente designado por el Gobierno, entre personas de reconocido relieve social y dispondrá de una Secretaría a cuyo frente estará un Secretario general.

El Comité técnico-sanitario será presidido por un Delegado nombrado libremente por el Ministerio de Obras Públicas, con un Vicepresidente designado por la Dirección General de Sanidad y estará integrado por siete Vocales técnicos designados entre los elementos de más autoridad científica, que serán: un consejero de Obras Públicas designado por el Consejo; otro consejero de Sanidad designado por el Consejo Nacional; un Ingeniero-jefe designado por el Ministro de Obras Públicas; otro por la Dirección General de Sanidad; dos ingenieros, designados por concursos de méritos entre los especializados en esta clase de trabajos, pertenezcan o no al servicio activo del Estado; un Vocal médico designado por la Dirección General de Sanidad.

Dispondrá del personal auxiliar y administrativo que vaya precisando y cuya plantilla determinará la Comisión.

El Comité financiero se compondrá de cinco vocales en representación del Estado y Municipios y será presidido por un delegado del Ministerio de Hacienda, con un Vicepresidente representando al de Obras Públicas.

Los Vocales del Estado serán: uno, designado por la Dirección General de Administración Local; otro, en representación de la Intervención General del Estado, un funcionario de Hacienda especializado en finanzas, un abogado del Estado, elegido entre los más capacitados, y un Interventor municipal.

Igualmente dispondrá del personal auxiliar y administrativo que se precise.

Art. 6.º Los Presidentes de este Comité, el Secretario y el Delegado constituirán la Comisión Permanen-

te, y el total de los Vocales de los Comités, el Pleno de dicho Organismo.

Art. 7.º La Comisión Permanente se reunirá al menos una vez cada mes, y en general, cuantas veces se precise, para el despacho de los asuntos que les estén encomendados.

Art. 8.º El Pleno celebrará dos reuniones anuales ordinarias: una en la época de aprobación de los planes anuales, y otra, en la de aprobación de proyectos, balances, etc. No obstante, podrá reunirse en sesiones extraordinarias cuantas veces lo precisen para tratar de asuntos urgentes y cuya resolución le esté reservada, bien a propuesta del Delegado, bien a petición de la Sociedad Nacional.

Art. 9.º En el Reglamento detallado de funcionamiento interno que se redacte se determinarán cuáles han de ser los asuntos de la incumbencia de la Permanente y cuáles los del Pleno.

Art. 10. Cada Comité podrá reunirse cuantas veces lo estime oportuno, a propuesta siempre de su Presidente, a fin de evacuar los informes a ellas sometidos.

Art. 11. Será misión del Comité Técnico Sanitario el estudio e informe, en su aspecto técnico-sanitario, de los planes anuales de ejecución de obras hidráulicas sanitarias; el informe, también en su aspecto técnico, de los proyectos de concesión y construcción de las diferentes obras de los planes; la vigilancia e inspección de las obras que se realicen; la redacción de las normas técnicas a que han de sujetarse las diferentes clases de obras; el estudio e informe de las propuestas de la Sociedad Nacional sobre el estado sanitario de las poblaciones y sobre los planes anuales de obras; el informe sobre el aspecto sanitario de los proyectos y obras que se hayan de realizar; la propuesta de las normas higiénicas que se deban observar en ellos; los informes y propuestas sobre modificación de la legislación sanitaria; de las estadísticas y, en general, de todas las medidas y cuestiones de carácter sanitario que se adopten o se susciten por la Sociedad Nacional y entre ella y los Organismos afectados; la aprobación de las liquidaciones de obras que presente la Sociedad Nacional y, en general, la resolución de cuantas gestiones de carácter técnico se susciten entre la Sociedad Nacional y cualquier Organismo o entidad afectada.

Art. 12. El Comité financiero se encargará del estudio e informe de las soluciones financieras que acompañarán a los planes anuales de obras; de la determinación de las condiciones de emisión de los Bonos sanitarios y su colocación voluntaria o forzosa en los mercados general o local; del informe sobre las propuestas de amortización fuera de cuadro, aumento o disminución del capital social de la Sociedad y aprobación de balances y reparto de beneficios entre la Sociedad y los poseedores de Bonos; de las propuestas sobre cons-

trucciones legales obligatorias en cada caso particular y, en general, de todas aquellas cuestiones de carácter fiscal económico o legal que puedan suscitarse entre la Sociedad Nacional y los Organismos afectados.

Art. 13. A reserva de lo que se determine en los Estatutos de funcionamiento interno de la Comisión que en su día se redacte, las líneas generales del funcionamiento de esta Comisión Nacional serán:

Recibido de la Sociedad Nacional en el primer trimestre de cada año el plan anual de obras de carácter obligatorio, por la Comisión permanente, se repartirá a los dos Comités para que, en el plazo de un mes, informen sobre los respectivos extremos, y entonces, la Permanente elevará su propuesta al Pleno, que se reunirá para la aprobación de dicho plan. Aprobado éste se enviará a los Ayuntamientos para que redacten los proyectos en el plazo que se les señale o deleguen en la Sociedad Nacional la redacción definitiva de dichos proyectos y planes financieros, los cuales serán enviados a la Comisión en el último trimestre para que, previos los informes definitivos de los Comités, sean aprobados y remitidos a la Presidencia del Consejo de Ministros (de la que dependerá directamente este organismo) para que, por Decreto o por Ley se hagan públicos y obligatorios a los efectos consiguientes.

Art. 14. Los Vocales tendrán derecho al abono de cien pesetas por cada sesión a que asistan, bien sea la del Comité de que forman parte, bien del Pleno.

Los Presidentes de Comisión percibirán 500 pesetas por cada reunión a que asistan, bien de la Comisión Permanente que integran, bien del Pleno.

El Presidente de la Comisión Nacional disfrutará de una gratificación de 1.000 pesetas por cada reunión a que asista, bien sea de la Comisión permanente, bien del Pleno o bien de cualquiera de las Comisiones a los que tienen derecho de asistir, y unos gastos de representación que serán fijados por el Gobierno.

Art. 15. La Sociedad Nacional podrá acordar el abono de alguna gratificación extraordinaria cuando los resultados de los balances se lo permitan, y será obligatoriamente de su cargo el abono de las anteriormente fijadas, así como el pago de todo el personal auxiliar y administrativo que precise la Comisión Nacional.

Art. 16. Corresponderá al Presidente de la Comisión:

a) Ejecutar los acuerdos que la Comisión permanente o el Pleno adopten dentro de sus respectivas facultades; llevar en todos los órdenes la representación de la Comisión; presidir las sesiones, tanto de la Permanente como del Pleno, dirigir las discusiones y decidir empates con su voto de calidad.

b) Podrá delegar accidentalmente en cualquiera de los Presidentes de Comités parte de sus funciones, cuando

lo considere conveniente para la buena marcha de los servicios.

c) Aceptar y nombrar a los componentes de los Comités.

d) Proponer, previo acuerdo de la Permanente, las plantillas de personal auxiliar y administrativo de Secretaría y Comités, así como las alteraciones que puedan producirse en lo sucesivo.

e) Entenderse oficialmente, en nombre de la Comisión Nacional, con la Sociedad Nacional y con las autoridades, entidades o personas que fueran necesario.

f) Convocar las reuniones de la Permanente y de las del Pleno, así como la Asamblea General de Tenedores de Bonos sanitarios, cuando la gravedad de las circunstancias lo exija.

Art. 17. En ausencia o por enfermedad o vacante de la Presidencia de la Comisión Nacional corresponde a los Presidentes de Comité ejercer las funciones de Presidente, con arreglo a un turno de mayor a menor categoría administrativa y percibirá el que ejerza tales funciones las dietas y gastos de representación que a éste se le asigne.

Art. 18. El Secretario de la Comisión Nacional, que lo es también de la Comisión Permanente, será designado por la Presidencia del Consejo de Ministros.

En el desempeño de su cargo tendrá como misión especial la ordenación de las relaciones de la Comisión Nacional y Comisión Permanente con los diversos Ministerios afectados y con la Sociedad Nacional, así como con los organismos oficiales interesados, Municipios y Juntas Provinciales de Sanidad.

Dirigirá los servicios administrativos de la Comisión Nacional y Comisión Permanente y tendrá para estos fines a sus órdenes inmediatas un jefe de oficinas y el personal preciso.

Preparará el despacho de los asuntos que hayan de remitirse a la Permanente y al Pleno, acompañados de los antecedentes e informes necesarios.

Correrá a su cargo la redacción de las actas de las sesiones celebradas por la Permanente y el Pleno, y tomará las disposiciones necesarias para que en las oficinas se cumplan los acuerdos tomados en dichas sesiones.

Art. 19. Los servicios administrativos comprenderán los de Intervención, Caja, Contabilidad, Recaudación y Estadística, y en ellas ejercerán funciones directivas los vocales que se designen.

CAPÍTULO III

SOCIEDAD NACIONAL

Art. 20. Será función de esta Sociedad:

a) Preparar, estudiar y proponer al Patronato Nacional los planes anuales de ejecución de obras de

abastecimiento de aguas, depuración de las mismas, alcantarillado, depuración de aguas negras, desecación y saneamiento de terrenos insalubres o marismas y, en general, todas las hidráulicas que se consideren de carácter obligatorio y urgente, con arreglo al orden que sea conveniente para los intereses generales de la Nación.

b) Gestionar y llevar toda la tramitación de los expedientes administrativos de concesión y explotación que no sean realizados directamente por los Municipios, y sufragar cuantos gastos originen, y serán de su cargo cuantas obligaciones o derechos resultaren de las expresadas concesiones.

c) Construir todas las obras incluidas en los planes anuales aprobados por la Comisión Nacional que les encomiende la misma, mediante el personal técnico y práctico necesario.

d) Explotar todos aquellos servicios creados, con arreglo a las normas que imponga la Comisión Nacional. Esta explotación no podrá, en ningún caso, durar menos de cinco años para dejarla organizada en la forma general que ha de inspirar a todos. Pasado este tiempo podrá ser entregada al Municipio, Diputación o entidad oficial adecuada, previo acuerdo, con arreglo a las bases aprobadas.

Tampoco podrá durar la explotación más de cincuenta años, que es el plazo de amortización de los Bonos, por lo que, pasado este tiempo, será entregada a los Municipios, Diputaciones o entidades oficiales que corresponda, con arreglo a las normas que se detallan en las actas de entrega.

e) La emisión de Bonos sanitarios con las características que se detallan en la Base 42, de acuerdo con los planes financieros anuales acordados por la Comisión Nacional, y serán de su cuenta todos los gastos de la emisión y a su favor la prima y quebranto de emisión, corretaje, etc.

f) El cálculo de las tarifas de explotación de cada servicio y en cada población; las cuales, presentadas a la Comisión Permanente y aprobadas por ésta serán las que regirán.

Para el cálculo de estas tarifas se tendrá en cuenta que los ingresos en cada población y servicio han de ser los necesarios para cubrir los gastos de explotación y el interés y amortización de los Bonos sanitarios en la cuantía del valor del presupuesto total de construcción, tramitación y concesión de aquella obra.

g) Formar las estadísticas de morbilidad y mortalidad en las localidades donde se ejecuten obras sanitarias.

h) El desarrollo de todas las gestiones o trabajos técnicos sanitarios que le encomiende la Comisión Nacional y en las condiciones que se fijen de común acuerdo.

CAPÍTULO IV

CONSTITUCIÓN Y FUNCIONAMIENTO DE LA SOCIEDAD NACIONAL

Art. 21. La Sociedad estará constituida por una Asamblea general, un Consejo de Administración, compuesto de un Presidente y diez Vocales, un Director general, tres Subdirectores de Divisiones, llamadas: la primera, de Proyectos, la segunda, de Construcción y la tercera, de Explotación, y, por último, tres Comités: El Financiero, el Jurídico y el Médico. Constará también de la correspondiente Secretaría y personal auxiliar y administrativo que considere preciso.

Art. 22. La Asamblea general estará constituida por los tenedores de Bonos sanitarios y su organización y atribuciones serán las corrientes en las juntas generales de accionistas de todas las Sociedades Anónimas. A estos efectos se asimilarán los citados Bonos a las acciones del capital social.

Será, por tanto, el organismo supremo de la Sociedad, pero sin que sus decisiones en materia de variación de capital, amortizaciones fuera de cuadro y reparto de beneficios y modificaciones de estatutos tengan carácter ejecutivo, mientras no sean aprobadas por el Patronato en pleno.

Art. 23. El Consejo de Administración tendrá las facultades propias de este organismo en todas las Sociedades anónimas, que son las similares en su organización de la Sociedad Nacional.

Art. 24. El Consejo de Administración tendrá a su disposición una Oficina del Consejo con el personal auxiliar preciso para el desempeño de sus funciones, el cual estará a las órdenes de un Secretario, en íntima dependencia del Director general.

Art. 25. Los Consejeros, en número de diez, serán nombrados libremente por la Asamblea general de tenedores de Bonos sanitarios y se renovarán por quintas partes cada año.

Art. 26. El cargo de Director general será ocupado por un Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, especializado en obras de ingeniería sanitaria, libremente designado por el Consejo de Administración y será el Jefe de todos los servicios, tanto Divisiones como Comités, que integren la Sociedad.

Art. 27. En el plazo de dos meses, a contar desde la constitución de la Sociedad Nacional, el Director General deberá presentar el programa del personal necesario afecto a la Dirección para el buen desempeño de las funciones que le están encomendadas.

Art. 28. El Director general será el representante oficial cerca de la Comisión Nacional para todos los efectos de presentación de planos de obras, proyectos para su aprobación, gestión financiera de emisiones,

certificaciones y liquidaciones de obras, presentación de balances al Patronato de las diferentes obras y explotaciones de la Sociedad, y, en general, desarrollo de cuantas gestiones se precisen cerca de la Comisión Nacional en relación con la actividad de la Sociedad.

Art. 29. Respecto de la Sociedad, el Director general ostentará su representación no sólo cerca de la Comisión Nacional, sino de las Autoridades, entidades o personas interesadas, y sus atribuciones serán íntegramente las que corresponden al gerente de una Sociedad anónima.

Art. 30. Para el desempeño de todo su cometido estará auxiliado por tres Subdirectores y por un Comité Central, que lo compondrán los tres Ingenieros jefes de las Divisiones (Proyectos, Construcción y Explotación y Contabilidad) y los Presidentes de los Comités: Financiero, Jurídico y Médico. El Director o Subdirector en quien aquél delegue, y el Comité Central sostendrán las conversaciones y discusiones y propondrán los acuerdos con los diferentes organismos de la Comisión Nacional, los cuales serán sometidos posteriormente, y en la forma acostumbrada, al Consejo de Administración.

Art. 31. Cada una de las Divisiones de Proyección y Construcción se compondrá de una oficina central dirigida por un Ingeniero jefe y tres subjefes técnicos y del personal administrativo necesario.

La División de Explotación y Contabilidad tendrá, además de los tres subjefes, un jefe comercial. Estas oficinas centrales radicarán en Madrid, como la Dirección, pero dispondrán de nueve oficinas regionales en cada una de las zonas en que quedará dividida la Nación. Estas dependencias regionales estarán compuestas por Ingenieros y Arquitectos de Zonas, Ayudantes y Delineantes, que constituirán brigadas que se encargarán de los trabajos de su cometido en cada una de las zonas, dispondrán del corto número del personal administrativo necesario, y dependerán de ello los agentes delegados en las provincias de la zona que hayan sido designados.

Art. 32. Las zonas serán nueve, a saber:

Zona 1.^a Capitalidad, MADRID. Provincias que comprende: Madrid, Ávila, Segovia, Guadalajara, Toledo, Ciudad Real y Cáceres.

Zona 2.^a Capitalidad, VALLADOLID. Provincias que comprende: Valladolid, León, Palencia, Burgos, Soria, Zamora y Salamanca.

Zona 3.^a Capitalidad, LA CORUÑA. Provincias que comprende: La Coruña, Lugo, Orense, Pontevedra y Oviedo.

Zona 4.^a Capitalidad, BILBAO. Provincias que comprende: Santander, Vizcaya, Guipúzcoa y Álava.

Zona 5.^a Capitalidad, ZARAGOZA. Provincias que

comprende: Zaragoza, Huesca, Teruel, Logroño y Navarra.

Zona 6.^a Capitalidad, BARCELONA. Provincias que comprende: Barcelona, Lérida, Gerona, Tarragona y Baleares.

Zona 7.^a Capitalidad, VALENCIA. Provincias que comprende: Valencia, Castellón, Alicante, Albacete, Murcia y Cuenca.

Zona 8.^a Capitalidad, MÁLAGA. Provincias que comprende: Málaga, Granada, Almería, Jaén, Canarias y Marruecos.

Zona 9.^a Capitalidad, SEVILLA. Provincias que comprende: Sevilla, Cádiz, Huelva, Córdoba y Badajoz.

Art. 33. La primera División (Proyectos) será la encargada de redactar los planes anuales de obras que han de ejecutar los Municipios o la Sociedad; remitirá al efecto a la Dirección general los correspondientes anteproyectos y avance de presupuestos, previo el informe de los tres Comités: Financiero, Jurídico y Médico.

Cuando estos planes sean aprobados por la Comisión Nacional, procederá esta División al estudio detallado de los proyectos sujetándose en un todo a las normas y plazos fijados por dicha Comisión.

Dichos estudios serán enviados a la Dirección para su oportuno curso.

En casos particulares, la Dirección podrá encargar los proyectos parciales a técnicos extraños a la Sociedad, especialmente a los municipales.

Art. 34. La segunda División (Construcción) será la encargada de ejecutar las obras cuyos proyectos hayan sido aprobados por el Ministerio a propuesta de la Comisión Nacional, y que no sean realizadas por los propios Municipios.

Las obras podrán ejecutarse por administración, por destajos cuando la Dirección los autorice, por concursos con base de garantía y solvencia en los contratistas que acudan a ellos previa invitación, y por contrata corriente, cuando las circunstancias lo aconsejen.

Art. 35. La tercera División (Explotación y Contabilidad) será la encargada de todas las explotaciones que la Sociedad concierte con los Municipios o entidades interesadas, así como de la contabilidad y administración de la Sociedad, gastos generales, de construcción, recaudación de arbitrios e ingresos, formación de balances, etc. Independientemente de esto, cada División llevará su correspondiente contabilidad.

Art. 36. El Comité Financiero tiene a su cargo el estudio económico de las obras que se proyectan y de los recursos legales con que ha de contarse, así como la fijación de tarifas de explotación y todo lo concerniente a la emisión de Bonos sanitarios.

Art. 37. El Comité Jurídico se ocupará del aspecto

legal de todas las cuestiones que se susciten, bien sea con motivo de la formación de planes de obras o de la redacción de proyectos, cuya tramitación ha de dirigir, o de la ejecución de obras, reclamaciones administrativas contra la Sociedad con motivo de la recaudación; llevará la dirección, asimismo, de todos los asuntos judiciales que puedan presentarse, y podrá, en casos especiales, proponer a la Dirección el nombramiento de abogado en Letrado extraño a la Sociedad, cuando la naturaleza del caso lo requiera.

Art. 38. El Comité Médico es el encargado de investigar las condiciones sanitarias de las poblaciones, de acuerdo con los inspectores de Sanidad, y de proponer las obras que se precise realizar en cada una y el orden de prioridad, a fin de que la Dirección haga los planes anuales. Asimismo, habrá de informar sobre las condiciones sanitarias de los proyectos que se presenten y de proponer las variaciones que sean convenientes, tanto en los proyectos como en la ejecución de las obras.

Art. 39. La Dirección redactará, dentro del primer trimestre, de la constitución, los reglamentos de funcionamiento de la Sociedad y de las tres Divisiones y Comités.

CAPÍTULO V

Art. 40. La Sociedad Nacional no ha de perseguir la formación de capital ni acrecentamiento del que maneja; su fin es realizar en el más breve plazo posible la rebaja del coeficiente de mortalidad en las poblaciones españolas mediante la ejecución obligatoria de las obras de saneamiento y con la intervención del Estado, representado por la Comisión Nacional. No obstante, como estímulo y recompensa de los servicios que ha de prestar a la Nación entera, disfrutará de ciertas ventajas que le permitan atender a los gastos y obtener los beneficios adecuados al capital social de constitución.

Art. 41. Para el cumplimiento de estos fines, la Sociedad Nacional dispondrá de los siguientes recursos:

1.^a De la exclusiva de emisión de Bonos sanitarios en la cuantía que vayan requiriendo las obras en curso, y con arreglo a los planes anuales formados por ella y aprobados por la Sociedad Nacional.

2.^a De los beneficios de la ejecución de las obras a los precios aprobados en los proyectos respectivos, los cuales serán un 9 por 100 de beneficio industrial, un 5 por 100 de Dirección y administración, un 2 por 100 de Seguro obrero y accidentes y los derechos de proyecto y dirección de obras.

3.^a De la prima sobre los beneficios que la explotación de las obras le proporcione con las tarifas apro-

badas por el Patronato Nacional, o bien de la que ceda en explotación a las entidades oficiales mediante acuerdos particulares. La prima indicada consistirá en un 5 por 100 sobre el beneficio bruto de cada explotación.

4.^a De las aportaciones voluntarias o concertadas con las entidades oficiales o particulares afectadas por cualquier mejora inmediata.

Art. 42. Los Bonos sanitarios que se emitan gozarán de un interés del 5 por 100 anual y una amortización acumulativa del 1 por 100 garantizada por el Estado, en primer lugar, con los ingresos de las obras realizadas, y con dichas obras mismas, y además, con los recursos generales del Estado. Este interés no será fijo, sino que tendrá más bien el carácter de mínimo, pero como no es el fin de la Sociedad Nacional el obtener un lucro a costa de las poblaciones, sino que éstas mismas perciban los beneficios de las obras que la Sociedad se limita a promover, construir y explotar, cuando el beneficio líquido de las explotaciones excediere de la anualidad precisa para el interés y amortización de los Bonos en circulación, el exceso se dividirá en dos partes iguales: una, que quedará a beneficio del Estado, y otra, que se repartirá entre los tenedores de Bonos.

Art. 43. Estos Bonos se admitirán a cotización y pignoración en el Banco de España, en igual forma que si fueran valores públicos del Estado.

Art. 44. El criterio que ha de presidir en la ejecución de toda clase de obras sanitarias es el de que la mejora debe de pagarla principalmente la población afectada por la misma, y que esta aportación de las localidades debe de ser obligatoria, al menos, en la proporción que el vigente Estatuto Municipal señala como contribuciones especiales que cabe imponer con cada clase de mejora.

Por tanto, acordada por la Comisión Nacional la ejecución de una obra sanitaria, se procederá a la emisión de Bonos en cuantía suficiente para el presupuesto de ejecución calculado, y esta emisión será ofrecida a los Municipios y Bancos locales, si existen, para su gestión y colocación en el plazo de un mes.

Pasado este plazo, la Comisión Nacional recibirá los Bonos no suscritos y procederá a gestionar su colocación en el mercado nacional durante el plazo que estime conveniente, y, si tampoco fueran colocados en dicho plazo, deducirá el importe total de los no suscritos y procederá a fijar la cantidad que han de tomar obligatoriamente los propietarios y vecinos de la localidad interesada, en la forma prevista en el artículo 46, y con el máximo autorizado en la Legislación Municipal, según se detalla también en el citado artículo 46; lo comunicará al Ayuntamiento en el plazo de otros quince días, para que aquél proceda al

reparto y cobro por la vía de apremio, en el plazo de un mes.

Si la cantidad suscrita voluntariamente por la población o por el público en general hubiese sido tan exigua que el máximo de aportación obligatoria de los propietarios y vecinos no bastara a cubrir el total de la emisión, el Ayuntamiento interesado viene obligado a suscribir la diferencia, obteniendo los recursos en la forma que estime oportuna, según la organización de su Hacienda municipal.

Art. 45. No obstante lo anteriormente expuesto, podrán los Ayuntamientos interesados quedarse desde el primer momento con toda o parte de la emisión, si es que tienen disponibilidades en efectivo o las obtienen por medio de empréstitos particulares.

Art. 46. El régimen de recursos y la contribución obligatoria en las diferentes obras sanitarias, será:

1.º *Abastecimiento de aguas.*—Todo propietario de fincas urbanas comprendidas dentro del casco abastecido debe adquirir *obligatoriamente*, si se precisa, una cantidad de Bonos equivalente a la capitalización del importe del consumo mínimo obligatorio, con la tarifa máxima aprobada por la Comisión Nacional en el proyecto, durante los cincuenta años de plazo de explotación por el Estado; este importe del consumo mínimo se determinará en vista de la categoría de la casa y del número de abonados que pueda tener dicha casa, o sea del número de vecinos.

Esta suscripción obligatoria ha de efectuarla, desde luego, el propietario de la finca y no los inquilinos, pero el primero quedará autorizado a cobrar a los vecinos, acumulados a la renta, los importes de los respectivos consumos mínimos.

Quedan exceptuados de esta obligación los propietarios de fincas abastecidas, ya por agua de cualquier procedencia, declarada potable por la Inspección de Sanidad, ya que estas cifras se considerarán exceptuadas en el proyecto y cálculo económico-financiero.

2.º *Alcantarillado y depuraciones.*—La cantidad máxima que ha de suscribir cada propietario de finca urbana o solar edificable será la suma de:

a) La contribución especial indicada en la regla primera del artículo del Reglamento de Ordenación de Haciendas Locales, cuya máxima cuantía es la de dos tercios del coste de las obras, incluido el importe de las instalaciones complementarias de agua y detritus.

b) La capitalización del canon de alcantarillado previsto en el proyecto, de acuerdo con lo prescrito para esta materia en el citado Reglamento.

3.º *Desección de terrenos insalubres o marismas.* Si existen propietarios de terrenos dentro de la zona saneada, procederá imponerles la obligación de una suscripción de Bonos equivalente a la mitad de la

parte proporcional del presupuesto total de las obras, guardando la relación de su superficie a la total.

El otro 50 por 100 deberá pagarlo el Estado, con arreglo a la Ley de 11 de julio de 1917, sobre desecación de marismas.

En cuanto a los terrenos del dominio público, correrá todo a cargo del Estado, quien podrá luego colonizarlos por medio del Instituto de Colonización.

Art. 47. Los gastos de todas clases, de personal y de los abonos de sueldos, dietas o gratificaciones de los elementos que integran la Comisión Nacional, correrán a cargo de la Sociedad y tendrán derecho preferente.

Art. 48. Todos los contratos que la Sociedad Nacional celebre con Ayuntamientos, Diputaciones o entidades interesadas, y que se refieran a la ejecución o explotación de obras incluidas en los planes, estarán exentos del pago de Derechos reales e impuestos generales del Tesoro.

Art. 49. El capital social de constitución de la Sociedad será de CIEN MILLONES DE PESETAS, en acciones totalmente liberadas, con el que ha de hacer frente a los gastos generales de constitución de la Sociedad, trabajos de organización de Zonas, gastos del personal, tanto de la Sociedad como del Patronato, y gastos de estudios de todas clases, hasta la primera emisión de Bonos sanitarios para ejecución de las obras comprendidas en el primer plan anual.

Art. 50. Estas acciones, que serán al portador, tendrán el carácter de Bonos, con derecho a los beneficios obtenidos por la Sociedad con las sucesivas emisiones de Bonos, beneficios de construcción, primas de explotación y aportaciones voluntarias determinadas en el artículo 41.

Art. 51. Los accionistas o poseedores de estas acciones son los que nombrarán el primer Consejo de Administración, cuya renovación, por quintas partes, se efectuará por votación. Se reconocerán a los poseedores de Bonos, derechos que serán proporcionales al valor de unos y otros títulos.

Art. 52. Estas acciones están exentas de amortización; no obstante, el Gobierno podrá decretar su compra para amortizarlas, siempre que hayan transcurrido, al menos, cinco años desde la constitución de la Sociedad. Se abonará entonces a sus poseedores, no el valor nominal de las mismas, sino el que resulte de capitalizar al 5 por 100, y por un plazo de cincuenta años, el interés medio obtenido en el último quinquenio.

Art. 53. El Gobierno podrá decretar en todo momento, pasado el plazo de cinco años, la incautación de la totalidad de las acciones del capital social, previo su abono en la forma determinada en el artículo

precedente, a menos de que mediare culpa muy grave y debidamente justificada. En tal caso, se quedaría con ellas por su valor nominal.

Art. 54. El Consejo de Administración percibirá un 10 por 100 de los beneficios líquidos de la Socie-

dad; otro 10 por 100 de los citados beneficios líquidos se destinará a gratificar al personal con arreglo a la propuesta que haga la Dirección.

Madrid, abril de 1950.

Después de esta lectura intervinieron en la discusión de este trabajo los señores Sierra, Noreña y Duarte, y, tras de unas palabras del autor, fueron aprobadas las conclusiones establecidas en el mismo.

Comenzándose a continuación la lectura del siguiente, núm. 233:

N.º 233. - Organización del subsuelo en las grandes ciudades

Autor: D. JOSÉ PAZ MAROTO

Ingeniero de Caminos

Desde que, pasada la guerra europea, cambió radicalmente la vida urbana de las grandes ciudades, apareciendo los problemas (cada vez más graves) de la intensa circulación en sus vías públicas, la preocupación de los ingenieros municipales se ha orientado hacia la utilización racional del subsuelo de las arterias, para reducir al mínimo los inconvenientes, molestias y perjuicios de la anarquía actual en cuestión de canalizaciones.

La densidad de población de nuestras ciudades, determinante de la intensidad de circulación de peatones y vehículos automóviles, aconseja reducir al mínimo la apertura de zanjas y calas para canalizaciones de agua, alcantarillado, gas, electricidad y teléfonos y sus acometidas, no sólo por los perjuicios indirectos que se originan a la vida de la ciudad con el levante continuo de pavimentos, sino por la carestía de las operaciones de reparación, que repercute en la economía de las empresas y corporaciones afectadas.

Además, hay que reconocer que es desmoralizador para los servicios técnicos y para las autoridades que el público aprecie continuos levantes de pavimentos que, aunque justificados en la casi totalidad de los casos, son criticados por aquél con tanta más fuerza

cuanto menos clara aparezca a sus ojos profanos la necesidad de dichas calas y levantes.

Y como estas críticas y censuras son frecuentísimas, pues en las obras viarias, chicos y grandes, hombres y mujeres, cultos y zotes, todos tienen opinión y criterio propio, todos resuelven en las tertulias y en las mesas de café los más intrincados problemas, para llegar después a la conclusión de que si éstos no son resueltos por el Municipio y las empresas, es por abandono de los dirigentes, por apatía o por incompetencia de los técnicos, o por egoísmo indefendible de las corporaciones y empresas.

Y cómo estos comentarios minúsculos, multiplicados al infinito, constituyen (como toda integral) un valor apreciable que mina el prestigio de los Ayuntamientos y frena las ilusiones de trabajo de sus técnicos.

Y cómo, en el fondo, es cierto que no se trata de problema insoluble, sino que, por el contrario, puede dársele solución satisfactoria (dado el estado actual de la técnica) y conveniente desde el punto de vista de la economía urbana, considerada también en su aspecto integral (no parcial y deformada por una simple cuenta de gastos e ingresos directos de las

obras que hay que realizar), se llega a la conclusión de que hay que acometer en las ciudades modernas, con calles congestionadas por el tráfico, el estudio y resolución del acondicionamiento del subsuelo, especialmente desde el punto de vista de las canalizaciones subterráneas.

No es extraño que hasta este siglo los constructores de vías públicas no hayan previsto la importancia y complejidad que el conjunto de estas canalizaciones representa.

Salvo en algunos casos muy particulares, puede decirse que en todas las viejas ciudades las redes de canalizaciones subterráneas han ocupado su actual emplazamiento al azar de las necesidades, siguiendo la ley del primer ocupante, sin consideración alguna para las necesidades del porvenir y, lo que es peor, sin tener en cuenta las condiciones de instalación de las otras redes.

Añadamos a esto que todas esas redes son construidas y explotadas por servicios y entidades administrativas casi siempre independientes, y cuyas iniciativas son mejor o peor intervenidas por los Municipios.

Hasta ahora puede decirse que peor o nada intervenidas por los Ayuntamientos, porque si bien, formulariamente, se les exige petición de licencia, ésta no tiende más que a la percepción de los impuestos, derechos o tasas establecidos. No puede aspirar a más mientras los órganos inspectores y rectores urbanos, que son los Servicios técnicos de la ciudad, no estén dotados de personal, medios económicos, organización y autoridad —de carácter ejecutivo en muchos casos— para ser los verdaderos elementos moderadores de la dependencia de las empresas a los Municipios.

Por ello, el *sistema vascular urbano*, nombre con el que designaremos el conjunto profuso y heterogéneo de los órganos de las canalizaciones, por analogía con los organismos vivos, está hoy desarticulado y funcionando por las buenas, contando, probablemente, con la benéfica influencia que gráficamente expresa el tan castizo dicho de «la Providencia al quite».

Desgraciadamente, si la analogía es completa entre las necesidades del organismo vivo y del organismo urbano (pues los sistemas vasculares de ambos tienen por misión principal repartir de una manera continua en todos los puntos los flúidos que son factores

de la existencia, y evacuar racionalmente los residuos), no existe la misma analogía para la realización y adaptación de los órganos vasculares a sus diversas funciones.

Mientras que la estructura del sistema vascular del organismo vivo es una maravilla de armonía y perfección en la adaptación al crecimiento y al movimiento (como obra cumbre del Supremo Creador), la estructura de las ciudades modernas (como obra humana) está concebida en la ignorancia del porvenir y en la impotencia para preverlo. Por eso está en variación perpetua, sin que los órganos puedan jamás adaptarse plenamente a las funciones y sin que respondan nunca tampoco completamente al estado de los conocimientos humanos.

Demoler, reconstruir, transformar, mejorar. He aquí el ciclo que absorbe considerable porción de la actividad de las aglomeraciones urbanas.

Naturalmente que no puede aspirarse a suprimir este ciclo, pues para ello haría falta que Dios concediera a los urbanistas el don de la visión exacta del porvenir; pero sí puede y debe aspirarse a que la duración de este ciclo no sea tan corta que el esfuerzo perdido resulte agobiante y sin efecto útil y durable.

Se han ensayado algunos medios de coordinación para obtener algún resultado práctico en la reducción de calas y levantes de pavimentos, con mayor o menor resultado, según como se hayan puesto en práctica y según como haya colaborado el público con las autoridades, función casi siempre de la cultura ciudadana de las gentes y del espíritu de obediencia y disciplina civil.

Madrid, ciudad congestionada en su núcleo central tanto como la que más, se encontraba con ese problema y, por eso, al hacerme cargo de la Dirección de Obras Sanitarias del Municipio, mi principal preocupación fué la de resolver de manera definitiva tal dificultad, realizando previamente ensayos directos sobre el terreno, construcciones modelo de distintas secciones de galerías para alojar los servicios, y, finalmente, proponiendo la solución que a continuación indicaré.

La dificultad principal estriba en que Madrid, como en todas las grandes ciudades, el número de canalizaciones o elementos de la red vascular crece constan-

temente, y hay, por tanto, que prever una lógica amplitud en las obras para no mermar su eficacia.

Analizaremos las diferentes canalizaciones que existen —o pueden existir— en el subsuelo, y los inconvenientes que para cada una presenta su actual situación de anarquía y falta de protección.

TUBERÍAS DE AGUA

En la inmensa mayoría de las calles madrileñas existen, por lo menos, tres tuberías separadas: la arteria distribuidora del Canal, la de Santillana y los ramales de servicio público municipal, que, derivados de la tubería del Canal, sirven a las bocas de riego de nuevo modelo. Agréguese a éstas las acometidas particulares de ambas redes, muchas y no siempre bien instaladas, y, en muchas calles, otra tubería municipal que abastece determinadas fuentes públicas con las aguas de los viajes antiguos (con sus correspondientes derivaciones a dichas fuentes), y se comprenderá el dedalo de tubos de fundición que oculta el pavimento de las congestionadas calles de Madrid.

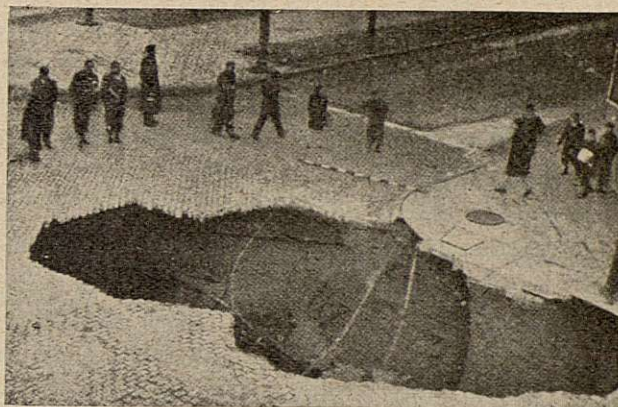
Bajo el peso de los modernos camiones, el terreno recibe, no sólo las cargas estáticas resultantes de los mismos, sino, lo que es peor, los choques que determinan las irregularidades de los pavimentos, productores, a su vez, de fuertes efectos de impactos y efectos dinámicos considerables.

Las vibraciones tienen nefasta influencia sobre la tubería. Poco a poco, las juntas se agrietan, dejan paso a la gotita de agua que, de modo continuo y solapado, se infiltra en el terreno, arrastrando las partículas tenues del mismo y determinando huecos no perceptibles. Al cabo de algún tiempo (más o menos largo, según la naturaleza del terreno), se producen socavaciones bajo las juntas, quedan éstas en falso y son sometidas a esfuerzos para los que no están previstas, y en un momento determinado (bien por un golpe de ariete, bien por un asiento brusco o por una vibración extraordinaria del pavimento) se produce la rotura, con todas sus perjudiciales y graves consecuencias.

Estas consecuencias, siempre peligrosas, lo son aún más en poblaciones como Madrid, cuyo subsuelo de arena compacta permite que se produzcan grandes socavones, manteniendo, no obstante, su cohesión. Y,

como, además, los pavimentos de la mayoría de las calles madrileñas son rígidos y de firme de hormigón, el socavón va aumentando sin que se aprecie nada en el exterior por hacer dicho firme de bóveda. Así llega el momento en que, excedido el límite de resistencia, se produce el derrumbamiento brusco del suelo en gran extensión, con los graves peligros que ello representa para el tráfico y aun para los edificios próximos, y con el riesgo de mortales accidentes.

En la fotografía núm. 1 se muestra uno de los hundimientos ocurrido al paso de un camión que quedó sepultado en la sima que se abrió y que hubo que sacar con grúa (fotog. 1).



Fotog. 1

Como la profundidad de las canalizaciones no se puede aumentar más allá de cierto límite, porque, además de la carestía de la instalación, se complicarían extraordinariamente los problemas de conservación y acometidas, la única defensa contra esta fatiga dinámica es el monolitismo de los pavimentos mediante el empleo de firmes de hormigón (y, en determinados casos, de hormigón armado) que eviten la iniciación de baches, pues, una vez iniciados éstos, la repetición de los choques produce vibraciones de gran amplitud y rápido aumento de dichos baches en progresión creciente.

Naturalmente que este monolitismo quiebra tan pronto como haya que proceder a la apertura de calas en los pavimentos, pues el tapado de las mismas siempre es un punto débil, no sólo por romper la continuidad del firme de hormigón, sino por la imposibilidad práctica de apisonar debidamente la tierra subyacente y evitar, por tanto, sus posteriores asientos.

Pero, aun con esta precaución de aumentar la profundidad de las tuberías, que hasta ahora se señalaban en 0,80 metros por encima de las mismas en las ciudades de invierno poco riguroso, hasta llegar a las 1,50 y 1,75, que muchos ingenieros ya consideran como mínimo, a pesar de su coste de primer establecimiento y explotación, se han hecho experimentos y, deducido de ellos, que en las calles en que circulan a gran velocidad camiones automóviles de gran peso, las tuberías de fundición de las canalizaciones subterráneas son rápidamente atacadas y deterioradas.

Estas averías, que ocurren principalmente en la proximidad de las juntas y que determinan su rotura, no sólo son debidas a un proceso mecánico, sino que ayuda a ello la rotura (bajo la influencia y trepidación rápida) de la capa protectora de óxido que se forma en la superficie del tubo, y que determina un contacto de las sales contenidas en el suelo con el hierro y su consiguiente ataque.

Cualquiera que sea el encofrado protector, no se evita su agrietamiento, y, por tanto, la rapidez de dicho ataque, y como el peso de los automóviles tiende a aumentar, y las velocidades no pueden disminuirse por debajo de cierto límite, de no existir un sistema eficaz de protección de dichas tuberías, no hay más remedio que pensar en colocarlas al abrigo de las vibraciones en galerías adecuadas.

Hasta la fecha, las únicas medidas posibles empleadas hasta el límite en varias ciudades europeas, especialmente en Bruselas, no son más que paliativas.

Una de ellas consiste en colocar bajo las nuevas tuberías, instaladas a suficiente profundidad, una capa de arena gruesa, de 30 centímetros, como mínimo, que constituye un soporte muelle de las mismas, huyendo de colocarlas directamente sobre apoyos o fábricas antiguas que puedan encontrarse en el subsuelo y que por su rigidez favorecen grandemente la rotura.

Si el suelo es naturalmente corrosivo, por contener materias o disoluciones alcalinas (cloruros y sulfatos), se precisa envolver las tuberías en un manto de arena, con el que se evitan, además, las acciones de las corrientes eléctricas vagabundas.

En otras ciudades, especialmente en Viena, las tuberías subterráneas de gas y de agua están protegidas no sólo por varias capas de brea, sino por otra de papel, alternando con pintura.

También en casos de terrenos húmedos cabe situar bajo las conducciones principales tuberías especiales de avenamiento.

La solución de no colocar las tuberías y canalizaciones en las calzadas, sino bajo las aceras de las calles, es algo más eficaz, por disminuirse las vibraciones producidas por la circulación y transmitidas por el terreno; pero ello exige, naturalmente, o disponer de dobles tuberías en dichas calles, cosa que encarece enormemente la red de distribución y que desde luego (en Madrid, al menos) no se impone a las empresas distribuidoras de agua, o exigir unas acometidas transversales a la calle para los edificios emplazados en la acera contraria, con el consiguiente coste para dicha propiedad, y, además, con el mayor perjuicio y más desastrosos resultados para el entretenimiento del pavimento resultantes de estas zanjas transversales para las acometidas. Así, pues, el desdoblamiento de las tuberías no resuelve tampoco el problema, a pesar de dicha mayor carestía, de que la vigilancia es más fácil y de que el peligro de la acción electrolítica de las corrientes vagabundas provenientes de las líneas de tranvías es más remoto al alejarse las tuberías de los carriles emplazados en las calzadas.

Ya en 1925 se hizo una información en los Estados Unidos sobre la procedencia de la doble tubería de agua en calles anchas, como resultado de la cual se dedujo, según los resultados de quinientas contestaciones de ciudades, que el importe de los trabajos de calas y reparaciones de conductos y de acometidas representaba cerca de un 30 por 100 de los gastos totales de vía pública, a pesar de que en la mayoría de las ciudades se exige el establecimiento de las acometidas antes de la pavimentación definitiva, y se prohíben nuevas aperturas, en plazos que oscilan entre dos y cinco años.

El resultado de dicha encuesta fué total y absolutamente favorable a la solución de la construcción de galería de servicios para alojar todas las canalizaciones del subsuelo de una vía pública, a excepción del gas, por el peligro que sus fugas pueden representar por explosiones que, como las de Londres, entre otras, han demostrado.

Los estudios económicos hechos por especialistas para determinar la procedencia o ventaja de la doble canalización para los distintos servicios, han probado que esta doble canalización llega a ser pronto venta-

josa para los cables eléctricos, no lo es tanto para las tuberías de agua y de gas, y es desventajosa para las alcantarillas.

ALCANTARILLADO

Todas las consideraciones hechas acerca de la influencia de las vibraciones sobre las tuberías de agua son igualmente aplicables, en principio, a las canalizaciones de alcantarillas, con las importantes reducciones determinadas por la diferente naturaleza del material de que están construídas.

Pero en Madrid, donde se dispone de una red de alcantarillas visitables a profundidades superiores a los seis metros, con espesores suficientes y buena construcción en la red nueva (aunque no puede decirse lo mismo de la red antigua), la influencia directa de estas vibraciones es muy pequeña, pero, en cambio, es peligrosa la indirecta, resultante de las fugas de agua, producidas por las roturas de las tuberías hidráulicas. Por ello, aunque para la canalización de aguas residuales propiamente dicha no sea absolutamente preciso disponer de galerías de servicios, para evitar accidentes rápidos y bruscos (cuya importancia no puede preverse de antemano) son de absoluta conveniencia las citadas galerías.

CANALIZACIONES ELÉCTRICAS

Las canalizaciones eléctricas bien establecidas, por ser menos rígidas que las otras canalizaciones, vienen poco afectadas por el tráfico más o menos intenso de los vehículos en las calles; pero, en cambio, lo son mucho más y sufren mucho mayor desgaste a causa de los efectos de electrólisis de las corrientes vagabundas, debidas a las de retorno de los rieles de tracción. Los resultados alcanzados hasta la fecha con los ensayos permiten afirmar que al paso de un amperio en una canalización pueden disolverse al año alrededor de 9 kilos de hierro o 33 kilos de plomo, cifras que dan idea de los desperfectos que dichas corrientes pueden provocar.

No es cuestión de detallar las soluciones, más o menos costosas, que se han propuesto para combatir estas corrientes vagabundas, que se admite son ya peligrosas para las canalizaciones de agua, gas, etc., desde el

momento en que la densidad de corriente que se desprende de las canalizaciones eléctricas llega a ser de 0,6 miliamperios por decímetro cuadrado.

Lo que sí decimos es que la solución más radical es el alojamiento de dichas canalizaciones eléctricas en galerías especiales, con lo cual se suprime toda influencia de las mismas en las tuberías de agua y gas, que, especialmente, en las últimas, produce riesgo de explosión al tener que cortar una canalización de aquella naturaleza sin crear previamente un enlace entre las dos porciones que han de separarse, y que, por ser el paso de corrientes vagabundas, a veces intensas, pueden provocar el arco determinante de la explosión.

RED TELEFÓNICA

Aunque esta red es casi la que menos sufre las influencias del tráfico, por ir generalmente metida dentro de tubos, y, por tanto, con bastante protección, no cabe duda de que la ventaja de poder ir alojada en una galería perfectamente accesible, donde las reparaciones, derivaciones y empalmes pueden ser realizadas con toda perfección y comodidad, ha de influir necesariamente en el coste de conservación, y, si a eso se agrega la supresión de las calas inevitables que hoy día se producen, esta ventaja resulta aún más patente.

GAS

Desde luego, lo ideal sería alojar también las tuberías de gas en las galerías de servicio, para evitar la acción sobre dichas tuberías de las corrientes vagabundas y de las aguas subterráneas, así como la producción de asientos, con las consiguientes fugas. Pero hay que renunciar a esta idea, porque a ella se opone, por hoy, el peligro cierto de explosión, no solamente por la influencia de las líneas eléctricas, sino por causas fortuitas que no pueden evitarse, pues en el momento en que la proporción del gas al aire es de cierta importancia determina ya una mezcla explosiva.

Como consecuencia de este estudio se propuso al Ayuntamiento, en 1940, la ejecución de un plan inicial de galerías de servicios, que se detalla en el plano (fig. 1), para construir aquél con secciones de tres

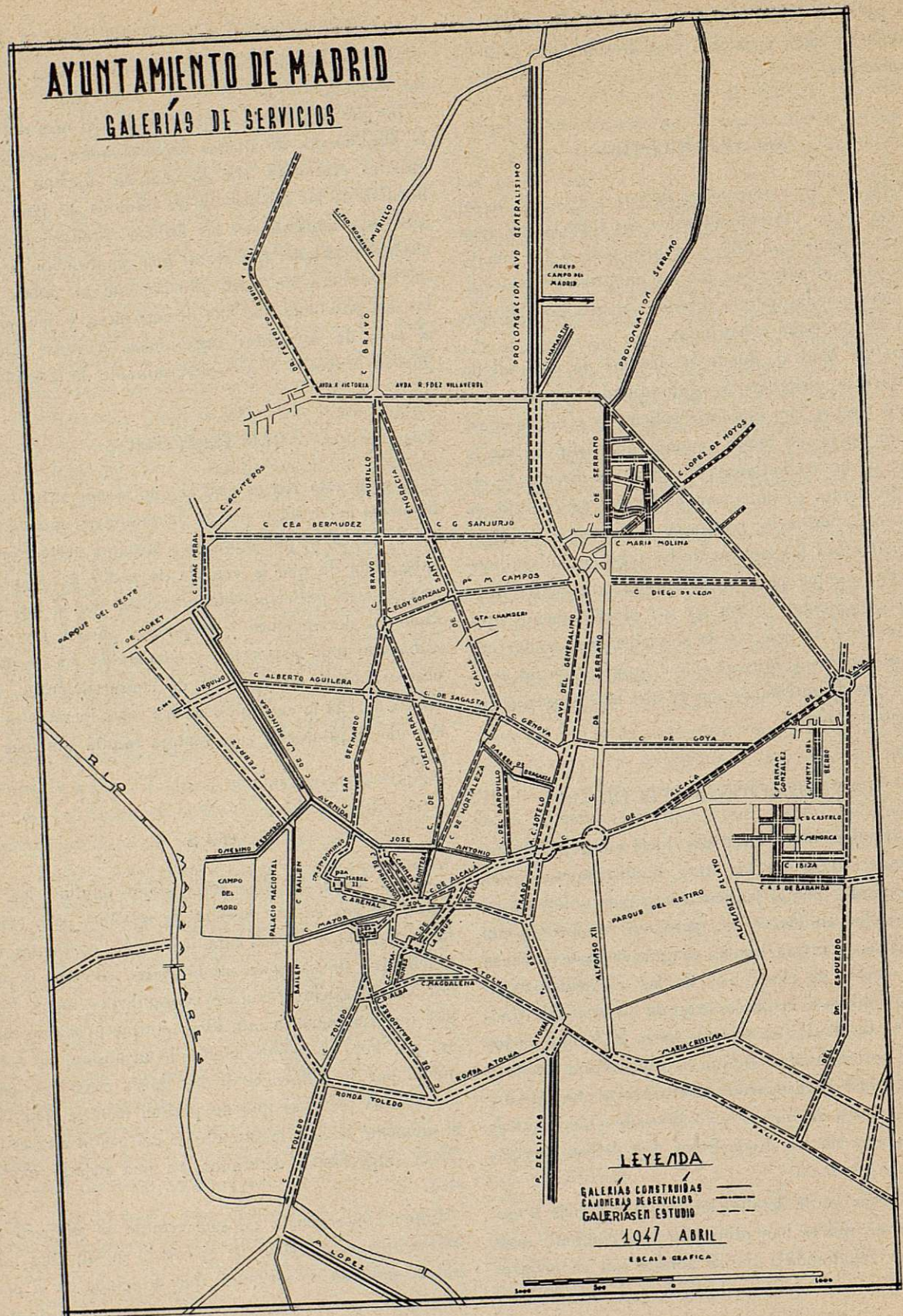
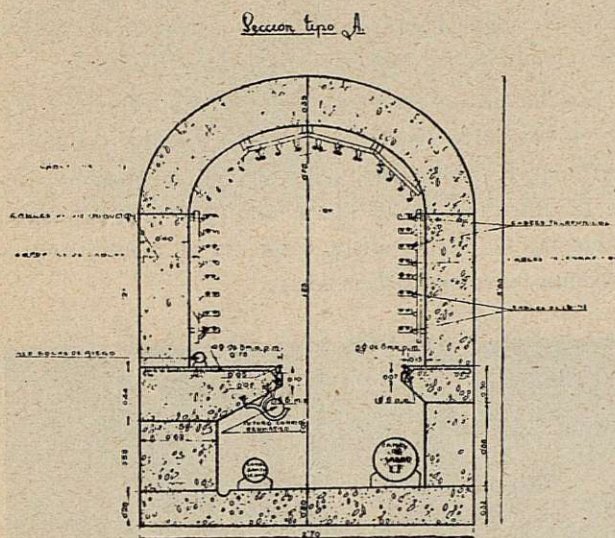


Fig. 1

tipos, según sean las características de las calles, de las instalaciones de saneamiento o de cualquier otra clase que en el subsuelo se encuentren, a saber:

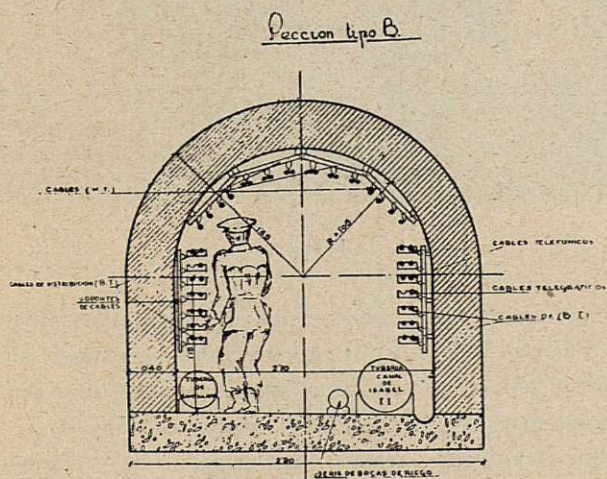
Tipo A, el que se detalla en la figura núm. 2, con andén volado para la fácil circulación y con dispositivo par circulación de una vagoneta especial de transportes de materiales.



Escala 1:20

Fig. 2

Tipo B o de solera plana, para aquellas calles en las que la profundidad de la alcantarilla no permita mayor altura: y



Escala 1:20

Fig. 2

Tipo C, para aquellas calles de anchura suficiente o de gran número de servicios.

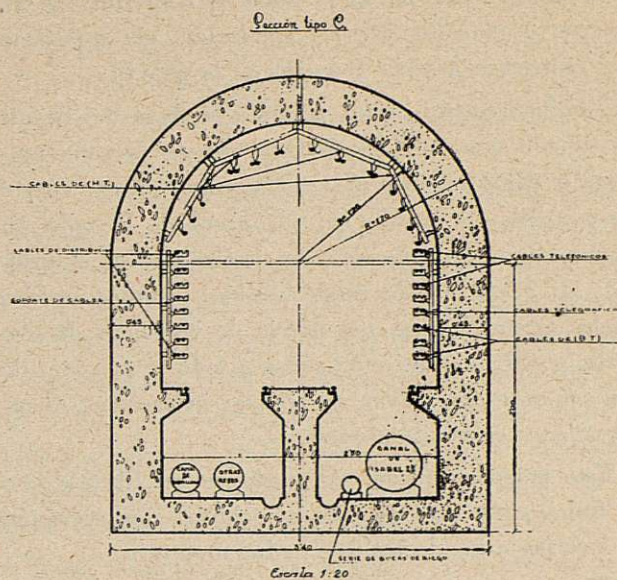


Fig. 2

El principio fundamental de estas galerías es que en las calles en que se instalen no queden fuera de ellas absolutamente ningún servicio, salvo el gas, que puedan obligar a calas o levantes de pavimentos.

A este efecto, las acometidas a las fincas son también visitables, con la sección que se indica en la figura núm. 3, y con acceso desde un pozo de registro situado dentro de la finca, por el cual puede llegarse hasta el muro de la galería, pero sin tener acceso a la misma, ya que el paso de los cables y tubos de acometida a la finca se efectúa por orificios de escaso diámetro.

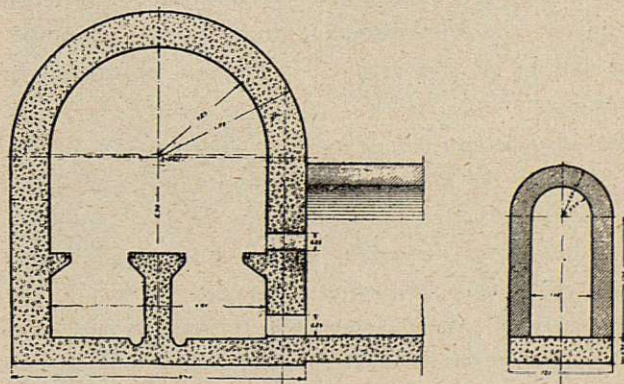


Fig. 3

Otra condición fundamental es que existe siempre sobre el trasdós de la bóveda de la galería una profundidad mínima de 1,50, capaz de soportar los esfuerzos producidos por la circulación, sin necesidad de reforzar la bóveda y muros de la galería.

También cuenta como principio fundamental el que en ningún momento puede tener acceso persona ninguna a dicha galería, más que a través de un cuarto de guardia, emplazado bajo la acera de la calle, en punto adecuadamente situado, y sin que en el exterior se adviertan de modo visible; puestos en los cuales existe siempre una pareja de vigilantes de servicio, encargados de acompañar a todo el personal de las empresas que hayan de realizar inspecciones o reparaciones en las canalizaciones.

Este personal queda registrado en un libro y con su firma, para tener en todo momento la comprobación de averías e incidentes que pudieran surgir.

Otra característica importante es la de que el acceso de materiales se hace solamente por determinados puntos cubiertos con losas pesadas, de longitud suficiente para que, por ellos, puedan descender los tubos de las canalizaciones hidráulicas, y solamente maniovrables ante la presencia de uno de los vigilantes de servicio.

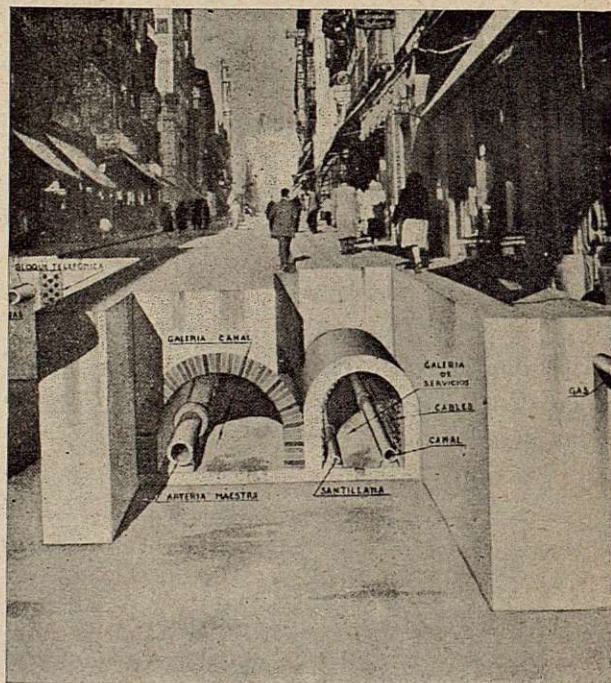
Dada la profundidad grande de los colectores de alcantarillado madrileños, que son todos visitables, estas galerías son totalmente independientes de los mismos, y solamente en determinados puntos se instalan desagües mediante sifón y rejilla que permiten evacuar el agua en un momento determinado de rotura, o bien la de la propia limpieza de las galerías, que están dotadas de bocas de riego para poder, en caso necesario, efectuar un lavado de las mismas, pero que impiden toda comunicación directa con la alcantarilla, por lo que no existe olor ninguno apreciable en dichas galerías.

Aunque lo normal es que no existan casos de contaminación del aire en estas galerías, por imposibilidad de penetrar en la misma fugas de gas o ambiente viciado, se ha dispuesto, no obstante, regularmente espaciados, unos pequeños tubos de ventilación que afloran en el pavimento con una rejilla, con sus pozos inclinados en sentido contrario por mitad, a fin de que en todo momento el efecto del viento que siempre existe en las calles determine, cualquiera que sea su di-

rección, una componente hacia adentro y otra hacia afuera, que asegure la renovación del aire de dichas galerías.

En determinadas calles de estrechez excesiva, como son casi todas las que concurren a la Puerta del Sol, existen grandes galerías, destinadas a alojar exclusivamente las arterias maestras de la distribución de aguas, y, por ello, nos hemos visto obligados a emplear en ellas la sección B y a construirla totalmente encajonada entre dicha galería y los edificios.

Éste ha sido el caso típico en las calles Mayor y, sobre todo, de la Montera, con arreglo a lo que indica la fotografía compuesta núm. 2, que da perfecta idea de la dificultad de su ejecución, pero que, afortunadamente, se ha llevado a cabo sin el menor contratiempo y en plazo brevísimo.

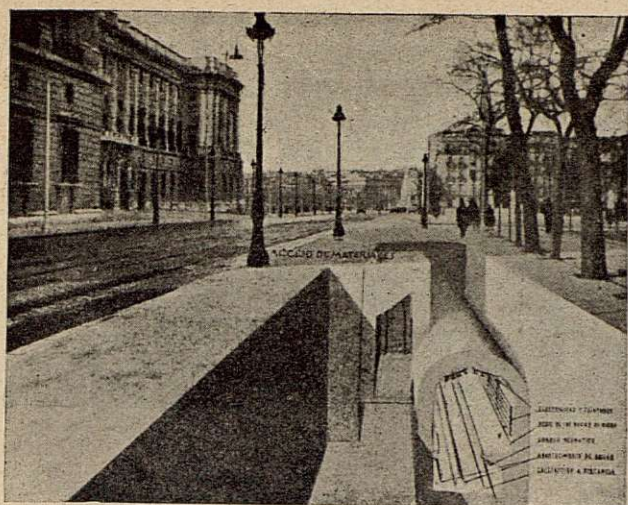


Fotog. 2

En alguna calle, por ejemplo, la de Bailén, frente al Palacio Nacional, se ha construido solamente una galería por el lado de las edificaciones, conforme puede apreciarse en la fotografía compuesta núm. 3.

En otras calles, también estrechas, se ha procurado emplazar la galería lo más cerca posible del eje de la calle para equilibrar las acometidas a las fincas.

Cuando la anchura de la calle es grande, como ha



Fotog. 3

ocurrido, por ejemplo, en la calle de la Princesa y en el paseo de las Delicias, se construyen dos galerías por debajo de las aceras, debidamente enlazadas en algunos puntos por galerías de empalme.

En las vías de nueva apertura y en las de penetración periférica, donde no existía alcantarillado, se ha estudiado y construido una sección doble, detallada en la figura núm. 4, integrada por colector en la parte inferior para las aguas residuales, y por galería en la

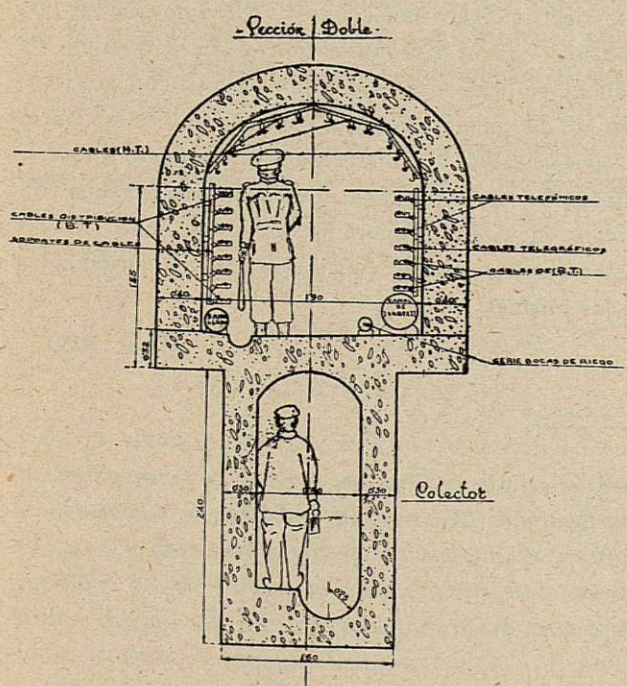


Fig. 4

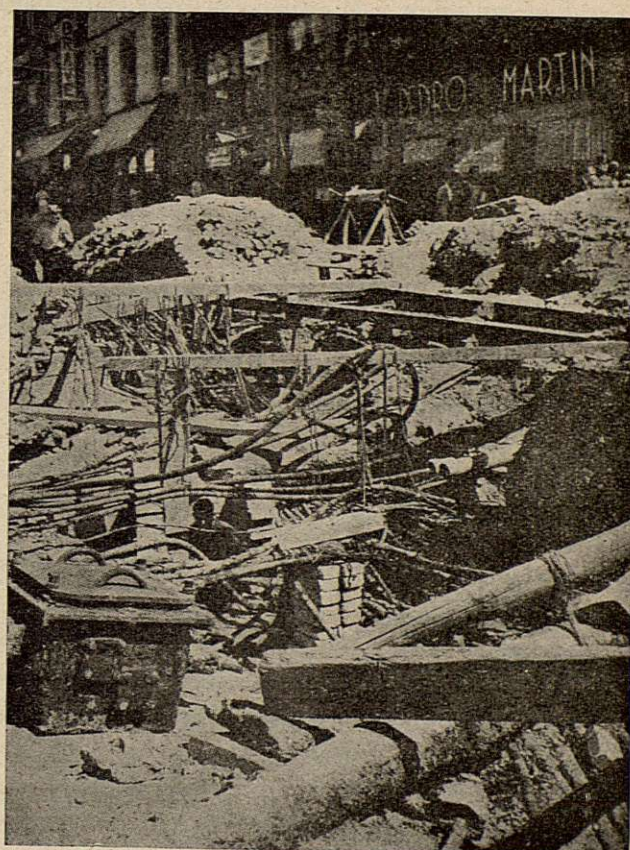
parte superior, pero con completa independencia, y sin que en ningún momento dicho colector pueda ponerse en carga y penetrar el agua en la galería.

En este caso las acometidas a las fincas son únicas y llevan alojado en su interior, además de los cables y tubos de agua, un tubo de hormigón para desagüe de las aguas residuales de dichas fincas.

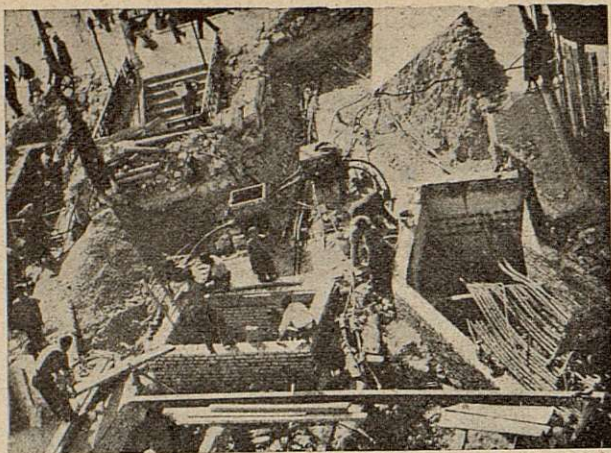
Las galerías llevan en su interior soportes de hierro, separados un metro, y unos brazos colocados en dichos soportes, dispuestos con tacos de madera, para recibir los cables de distintas clases. Es extraordinaria la capacidad de ocupación que la galería representa.

La fotografía núm. 4, correspondiente a la calle de la Montera, permite apreciar la multitud de canalizaciones en ella alojadas, y que antes estaban anárquica y profusamente distribuidas por el subsuelo de la calle, lo que motivaba continuas calas.

Basta examinar la figura núm. 5, de obras de salida de dichos cables, en el encuentro de la misma calle con la Puerta del Sol, para apreciar los peligros y los



Fotog. 4



Fotog. 5

inconvenientes de la situación anterior a la construcción de la galería.

En estos momentos, y después de la lucha que representa decidir a las Corporaciones a realizar obras costosas definitivas, que, además, producen molestias durante su ejecución, que el público unas veces aprecia y otras no, sobre todo cuando hay que realizarlas en zanja, como puede verse en la fotografía núm. 6, correspondiente a la citada calle de la Montera, hay construídos por el Municipio unos 11 kilómetros de galerías, y es de esperar que, si se sigue desarrollando el plan con el empuje que tuvo al principio, muy pronto podamos disponer de los 50 kilómetros previstos en el plan inicial.

El Estado, por su parte, aceptó este criterio, y en las vías de penetración, tales como Prolongación de la Castellana y calle del General Mola, ha construído secciones dobles en longitud aproximada de 6 kilómetros.

La experiencia que he recogido posteriormente en otras poblaciones europeas, y el buen éxito con que,



Fotog. 6

hasta ahora, se ha visto coronada la construcción de galerías de servicios, me permite someter a la consideración del Congreso la conveniencia de pensar en las mismas en los núcleos interiores de nuestras ciudades, sobre todo, de las de antiguo trazado, estrechas y de imposible reforma interior.

Pero es que, además, en los ensanches y extensiones son también interesantes las galerías, puesto que, si los servicios han de colocarse con arreglo a unas normas técnicas que recientemente han sido estudiadas por una Comisión de Coordinación de trabajos de vialidad y de redes urbanas de Saneamiento, como gas, electricidad, calefacción y telecomunicación del Ministerio de la Reconstrucción y del Urbanismo de Francia, se llega a la conclusión de que, con la ejecución de la galería, pueden disminuirse las anchuras en ciertas calles, sin merma del acatamiento a dichas normas, lo que representa el disponer de terrenos edificables en mayor proporción, así como ahorro en los gastos de ejecución de vías públicas y de conservación de las mismas.

Mayo, 1950.

Sobre esta comunicación hacen uso de la palabra los ingenieros portugueses, señores Arantes Oliveira, Teixeira, Duarte y Dos Santos, acordándose recomendar a los ingenieros urbanistas el estudio y la publicación de los sistemas de galerías de servicios como una de las soluciones más eficaces para la resolución del problema de la ordenación del subsuelo, y recabar de la Superioridad las facilidades económicas y fiscales que fueren precisas.

El Sr. Presidente concede de nuevo la palabra al Sr. Paz Maroto, quien hace una exposición de su otro trabajo, núm. 242 que sigue:

N.º 242. - Financiamiento de obras públicas de provisión de aguas potables y alcantarillados

Autor: D. JOSÉ PAZ MAROTO

Ingeniero de Caminos

PRÓLOGO

Tratamos con este trabajo de dar cuenta de cuáles son las orientaciones actuales que en España se siguen para el financiamiento de los abastecimientos de aguas y alcantarillados, y cuáles son las que, a nuestro juicio, deben de irse estudiando para contribuir a un mayor desenvolvimiento de esta clase de obras, tan fundamentales para el desarrollo urbanístico de los núcleos habitados.

ABASTECIMIENTOS DE AGUAS

CONSIDERACIONES GENERALES

En la organización del Servicio de distribución de agua es esencial fijar en qué condiciones ha de suministrarse ésta, y cuáles son las tarifas que conviene aplicar, ya que ello es absolutamente necesario para conseguir el necesario equilibrio financiero de la empresa: lo mismo si se trata de un Servicio municipal, que si se trata de empresa privada.

No solamente ha de tenderse a que no exista déficit, sino que debe conseguirse que la explotación permita

disponer de recursos que, en un momento determinado, haga posible la adaptación de los métodos de trabajo a las exigencias de la época; sobre todo, en época como la actual, de inestabilidad tan grande de precios, jornales y cargas sociales.

Por otra parte, las dificultades de explotación provienen casi siempre de la imposibilidad de substituir un nuevo material al ya anticuado y en mal estado de conservación, cuya situación es tal, que determina inestabilidad, expuesta a agravaciones momentáneas y a crisis financieras en casos de accidentes que se presentan (como suele ocurrir) inesperadamente.

Por tanto, es evidente que puede afirmarse que todo servicio público, pero especialmente el abastecimiento de aguas, debe ser organizado de modo que asegure por sus propios recursos su continuidad de acción y su progreso, y que este principio director debe ser, indispensablemente, la base de toda elaboración de las tarifas.

Es posible que a esto se objete que este punto de vista es el del distribuidor de agua potable y no del consumidor, y, por tanto, es evidente que en la fijación del valor del agua han de tenerse presentes las

dos tendencias opuestas: las necesidades reales del distribuidor, y las del consumidor.

Quizá sea oportuno tener en cuenta la discriminación que hacen los economistas entre el valor de cambio de una cosa cuya expresión es su precio en moneda, y el valor de uso que representa la suma de ventajas derivadas de la posesión de la cosa o de su utilización.

El *valor en cambio* nos lleva a la conclusión de que el precio que se fije al agua no representa un alto porcentaje de las cargas de un hogar modesto y medio.

A este efecto hemos de citar los datos obtenidos recientemente en el Congreso Internacional de mayo, en Niza, según los cuales para los pueblos de la cintura de Bruselas se acaban de aprobar unas tarifas de consumos mínimos anuales de 300 francos belgas, que da derecho a un volumen de agua de 60 metros cúbicos de consumo anual.

Esta tarifa representa un 0,5 % de los haberes modestos de 60.000 francos belgas por año, que son normales en el país, y un 2,5 % del valor del alquiler legal de una casa (equivalente a nuestras casas baratas), que asciende a 12.000 francos.

Este consumo mínimo de 60 metros cúbicos al año, o sean 5 metros cúbicos mensuales, se ha señalado porque, según las estadísticas, parece es suficiente a un 45 % de los abonados de los suburbios de Bruselas.

En cuanto al *valor de uso* del agua, es evidente que crece en función del número de viviendas por unidad de superficie, y ha alcanzado un valor tal, que es realmente difícil de definir, puesto que más bien es una necesidad.

Si se considera que, con las construcciones modernas y la tendencia a la elevación de pisos en las viviendas, el tiempo y el trabajo que la distribución de agua ahorra es impagable. Si en los tiempos actuales hay que desechar el criterio que el público tenía años atrás de que las necesidades de orden higiénico y sanitario han de ser satisfechas por los Poderes Públicos, gratuitamente o a precio vil, ya que ello representa el que los déficits financieros de tales servicios se pagan, al fin de cuentas, por el conjunto de contribuyentes de todo el país, y si se piensa en la garantía que para la salud de los vecinos representa un

perfecto abastecimiento de aguas, así como los perjuicios de orden sanitario y económico de los cortes de agua por insuficiencia de caudales o consumos indebidos, el valor del agua es mucho mayor cada día.

SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DEL AGUA

La distribución del agua puede hacerse con o sin contador, y los factores que determinan el hecho de elegir una u otra solución, son dos:

1.º Relación entre las disponibilidades y el consumo.

2.º Uso que se supone ha de hacer del agua el abonado.

Como las disponibilidades de agua, en general, son pequeñas, y el uso que hacen los abonados, desgraciadamente, no es el justo y señalado a sus necesidades, sino que se producen despilfarros constantes, se llega a la conclusión, ya universalmente aceptada en el extranjero y en España, de que, sin contadores que limiten económicamente el abuso del agua, no hay abastecimiento posible, ni redes de capacidad suficiente para los máximos consumos instantáneos.

Por otra parte, hay casos en los que aún se aplica el sistema de tanto alzado sin contador, que siguen los siguientes criterios:

a) Limitarlo a los pequeños consumidores cuando el Servicio dispone de agua en abundancia, y a bajo precio de obtención. Esta limitación se refiere a los abonados que no poseen instalaciones interiores que les permita tomar agua con profusión.

b) Establecer el tanto alzado a base del número y naturaleza de los grifos, número de usuarios, superficie de locales, etc., y a base de que el tanto alzado anual no supere el 6 % del valor del alquiler.

c) En los casos en que el abastecimiento sea hecho con subvención total del Estado para los gastos de primer establecimiento, y en los que convenga estimular el uso del agua para acostumbrar al vecindario a los usos higiénicos de la misma.

d) Aplicación del tanto alzado, para viviendas muy modestas, siempre que la instalación interior no comprenda grifos de desagüe continuo, o en los que no haya más que un grifo y un retrete.

Puede comprenderse la complicación que se introduce al hacer depender los ingresos procedentes de las aguas de elementos tan complejos y variables, como

son: alquileres o valores reales de los inmuebles, valor catastral, número y clase de grifos, número de habitaciones por inmueble, importancia de la casa, etc., ya que exigiría modificaciones periódicas que introducirían un verdadero caos en el servicio administrativo.

Es, por tanto, evidente, que hoy día es casi universal el sistema de distribución de agua por contador, a pesar de la carga económica que implica el empleo generalizado de estos aparatos.

FIJACIÓN DE CONSUMOS MÍNIMOS OBLIGATORIOS Y TARIFAS

Es sabido que en toda explotación de carácter industrial (y el servicio de aguas lo es), existen cargas financieras que varían según la importancia de la venta del producto fabricado o vendido, mientras que otras cargas pueden considerarse constantes.

Las instalaciones que hoy requieren los Abastecimientos son de gran importancia y constituyen fuertes inmovilizaciones; por tanto, la anualidad de interés y de amortización de estas inmovilizaciones es constante, cualquiera que sea el consumo, como también es constante la necesidad de constituir un fondo de reserva para renovaciones de los distintos elementos del Abastecimiento.

Asimismo suelen ser constantes los gastos generales de administración.

Es, por tanto, evidente, para evitar riesgos e indeterminaciones, el que a esta parte constante de gastos corresponda un tanto de ingresos igualmente constantes, y ello conduce a la necesidad de fijar un pago mínimo obligatorio correspondiente también a un consumo mínimo garantizado al abonado.

De esta manera se crea artificialmente un límite inferior del consumo por debajo del cual no puede descender, so pena de convertir en insuficiente el rendimiento financiero del Servicio.

A estas consideraciones de orden económico en favor del consumo mínimo obligatorio, se añade otra de orden social e higiénico, cual es la de permitir al particular atender, mediante una cifra módica, las más elementales necesidades de higiene doméstica.

Sobre este mínimo de consumo, y, por tanto, de abono, cabe elegir la tarifa para los excesos de consumo de tres maneras: O a precio fijo por cada unidad

de metros cúbicos consumidos, o a precio progresivo por el consumo, o a precio degresivo con el mismo.

A primera vista, basándose en nociones comerciales, según las cuales cuando se venden grandes cantidades puede reducirse el precio de venta, parece que lo más lógico es aplicar tarifas degresivas, es decir, que fueran disminuyendo a medida que los consumos por abonado fueran pasando de ciertas cifras.

Sin embargo, el problema no es tan sencillo, pues, para que pudieran ser adoptadas unas tarifas degresivas, sería preciso:

a) Que las disponibilidades de agua fueran sensiblemente superiores al consumo, y que hubiera, por tanto, excedente que colocar.

b) Que el precio más elevado de la tarifa, es decir, de los primeros volúmenes consumidos, no sea superior a cierta escala y que permita a los particulares de todas clases sociales tener aseguradas sus necesidades domésticas e higiénicas, y

c) Que el precio medio de venta asegurase durante todo un ejercicio el equilibrio financiero de la explotación.

Desgraciadamente en estos momentos en casi ninguna población española se cumplen estas tres condiciones, puesto que, no solamente no hay exceso de agua local, sino que lo que suele haber es una gran falta de líquido, aún en el supuesto de que la reglamentación y colocación de contadores regularice y disminuya el consumo a límites lógicos.

Quizá en alguna población con gran cantidad de industria pudiera aplicarse esta tarifa, de forma que ayudase a las economías de dichas industrias sin quebrantamiento para los intereses del pequeño consumidor, y siempre que se cumpliera la premisa de exceso de agua.

En cambio, la tarifa progresiva está indicada cuando concurren las siguientes circunstancias:

1.^a Que la relación de consumo y disponibilidades tenga un valor aproximado a la unidad.

El rendimiento financiero de una distribución de agua exige un límite inferior del consumo, y las disponibilidades representan un límite superior.

En este caso, la tarifa progresiva es, en realidad, un recargo análogo al que se observa en los mercados cuando éstos sufren escasez relativa de productos y

tiene por objeto evitar un aumento excesivo de la demanda de agua por habitante y día.

Sobre todo, en caso de consumos industriales, si no se estableciera progresividad en la tarifa, crecería el aumento de este consumo de carácter industrial y sería preciso captar y conducir cantidad mucho más importante de agua, con sus correspondientes inversiones financieras; carga que sería soportada por el conjunto de los consumidores, y, por tanto, por los que utilizan el agua para indispensables fines higiénicos.

2.^a Son indicadas estas tarifas cuando la población se abastece de un agua captada a gran distancia de sus puntos de utilización, y con obras de embalses principalmente, o de captaciones costosas, y carestía de las conducciones, lo que forzosamente da lugar a un precio de obtención francamente elevado.

3.^a Cuando, dado el carácter industrial de la aglomeración urbana, es preciso asegurar por encima de todo las necesidades de agua domésticas como primordiales, sin que se desprecien las necesidades industriales, pero siempre supeditados a las primeras.

El establecimiento de una tarifa progresiva, considerada desde el punto de vista económico y social, requiere las siguientes condiciones:

1.^a Que todo abonado debe disponer, sin reservas, de un mínimo de consumo, capaz de satisfacer las necesidades higiénicas más elementales.

2.^a Que pueda permitirse superar el consumo mínimo fijado, mediante un precio ligeramente superior al que resulte del canon fijo, correspondiente al consumo mínimo.

3.^a Que todo consumidor, cuyo consumo supere con creces los preconizados como de uso doméstico, y que utilice el agua a fines de mejor comodidad, suplementarios, industriales o lucrativos, debe pagar el agua a un precio que permita no sobrecargar el agua utilizada para usos domésticos.

El inconveniente de las tarifas progresivas es el del freno que ponen al uso amplio del agua para una serie de necesidades que, sin ser absolutamente precisas, desde el punto de vista higiénico, son convenientes por lo que facilitan el progreso y el desarrollo de las poblaciones.

Finalmente, la tarifa única y canon para toda clase de abonados y de consumos es la de más lógica aplicación en el caso de poblaciones regularmente abaste-

cidas, en las que haya que realizar obras de gran coste, como son todas las que en estos momentos, por causa de la elevación de precios, han de ejecutarse, y que están en período de crecimiento, por lo que la aplicación de una tarifa progresiva no favorecería mucho a este crecimiento.

Además, el hecho de que represente gran simplificación de la organización administrativa aumento del rendimiento del personal y supresión de discusiones sobre las cifras que se han de repartir de las cuales deben de irse aplicando, tanto las tarifas degresivas, como las progresivas, aconseja en este caso ir francamente a la implantación de una tarifa única, con fijación de consumos mínimos obligatorios.

Ahora bien, entendemos que estos consumos mínimos obligatorios que hasta ahora se han venido estableciendo con carácter general para toda la población es preciso modificarlos, fijando distintos límites, según la categoría de las viviendas, ya que las necesidades de las familias son diferentes, según los recursos económicos y medio ambiente en que viven; y una cosa es fijar un mínimo, que pudiéramos llamar vital, por debajo del cual no puede ser atendidas las más perentorias necesidades higiénicas, y otra es señalar este mismo mínimo para aquellas viviendas que por su nivel de vida, sus servicios higiénicos instalados y su ambiente social, no sólo requieren mayor consumo, sino que es casi obligado señalárselo más elevado, para estimular sus hábitos higiénicos y de limpieza y aseo, en beneficio de las otras viviendas más modestas.

Por tanto, las propuestas que en los muchos proyectos de Abastecimientos de agua que por encargo de los municipios importantes españoles he venido realizando estos últimos años, consisten en clasificar las viviendas en cuatro categorías, en función de las rentas de las mismas, y en asignar los siguientes consumos mínimos obligatorios:

1. ^a categoría.—	600	litros	por	abonado	y	día.
2. ^a » .—	500	»	»	»	»	»
3. ^a » .—	400	»	»	»	»	»
4. ^a » .—	200	»	»	»	»	»

Estos consumos mínimos obligatorios y la aplicación de unas tarifas, que sin ser gravosas al vecindario sean suficientemente amplias, permiten, en la casi totalidad de los casos (salvo en aquéllos de obras enormemente costosas por la situación especial de la po-

blación en relación con las fuentes de suministro de agua) el obtener ingresos que permiten hacer frente al pago de los gastos de explotación y de las cargas de interés y amortización del capital requerido, que, en España, puede obtenerse mediante la concesión de préstamos por el Banco de Crédito Local de España, especialmente constituido para esta clase de operaciones.

No obstante, hay que indicar que, dada la tendencia que aún conservan los Municipios a pedirle al Estado que les haga las cosas, sin tener en cuenta muchas veces que es lógico que el Estado imponga condiciones en defensa de los caudales que invierte, que no son convenientes a la larga para la población, hemos de indicar que existe posibilidad de obtener subvenciones del Ministerio de Obras Públicas.

Para las poblaciones de menos de 12.000 almas, con arreglo a las disposiciones del Decreto de 17 de mayo de 1940 y su Reglamento posterior, que acertadamente ha sido modificado por el Decreto de 17 de marzo de 1950, que hace más lógicos y eficientes algunos de los antiguos preceptos.

Para las de más de 12.000 almas, con arreglo a las normas del Decreto de 27 de julio de 1944.

En primer lugar, para conceder el auxilio era necesario que los pueblos carecieran de abastecimiento o que no dispusieran más que de aguas impotables o fácilmente contaminadas, o tuvieran una dotación de agua potable de menos de 25 litros por habitante y día, sin que ello sea debido a mala conservación. Esta dotación ha sido elevada a 50 litros por habitante y día en la citada Orden.

A fin de alcanzar la máxima economía y fácil conservación de las obras, se fijaba en 100 litros por habitante y día el caudal máximo subvencionable, cuando el reglamentario es de 150 litros para poblaciones rurales y 200 para los de tipo urbano, y en un 10 % de aumento de población sobre el último censo para las previsiones que se han de tener en cuenta, a menos de que el aumento de población del último decenio sea muy considerable, pues, en este caso, se autoriza a tomar la población que se supone habrá de tener la localidad en veinticinco años, a base del promedio de aumento anual de este último decenio.

La realidad se ha impuesto y la dotación se ha ele-

vado a los 150 litros exigidos por la legislación sanitaria.

El Estado, por medio de las Divisiones Hidráulicas, redacta el proyecto a su cargo, cuando el Ayuntamiento tenga menos de 6.000 almas, y por cuenta de la Corporación solicitante, o sea, cargando su importe a los gastos de ejecución, cuando esté comprendida entre 6.000 y 12.000 almas. En este caso autoriza al Ayuntamiento a presentar su proyecto, redactado por el técnico que estime oportuno, y solamente carga entonces a la Corporación los gastos de confrontación e información.

La subvención que se otorgaba a fondo perdido era, como máximo, de 150.000 pesetas, y se refería exclusivamente a las obras de captación, conducción y depósito, pues las redes de distribución habían de ser pagadas íntegramente por los Municipios.

Sinceramente creemos no muy afortunada esta limitación, porque, sobre existir muchos pueblos que, por su situación, exigirán obras más costosas (sobre todo, si no se acometen abastecimientos colectivos), cualquier alteración de precios que es de temer se siga produciendo, tendrá la virtud de paralizar administrativamente los expedientes u obras en curso.

Por tanto, la aportación de los Ayuntamientos que se señalaba era del 50 % del coste total de las obras (salvo las de distribución), y la aportación de las aguas, si no son públicas, así como de todos los terrenos que hayan de ocuparse a perpetuidad o temporalmente, y había de ser satisfecha mediante el depósito de un 10 % durante la ejecución de las obras, a base de certificaciones mensuales expedidas por las Divisiones Hidráulicas, si se efectúan las obras por contrata; en caso de ejecución por administración, habrá de ingresar el Ayuntamiento previamente la cuarta parte del 10 % en la Pagaduría de la División antes de empezar las obras, y el resto por ingresos mensuales de dicho tanto por ciento de la obra ejecutada en el mes anterior.

El 40 % restante se pagaría en el plazo máximo de veinte años, a cuenta del íntegro de las obras, por anualidades iguales.

El Decreto de 17 de marzo de 1950, que modifica la cuantía y forma de las subvenciones, substituye estas obligaciones económicas por la de obligarse el Ayuntamiento a pagar durante la ejecución de las obras el

resto de su coste efectivo, o sea, lo que éste excede a la totalidad de la subvención y anticipo concedidos, así como a reintegrar dicho anticipo y garantizar el cumplimiento de sus compromisos en la forma que el Decreto de 1940 establecía en sus arts. 10 y 11.

El Decreto citado, del que esperamos que estimulará debidamente la ejecución de nuevos abastecimientos y ampliaciones de los existentes, eleva los auxilios del Estado al 50 % como subvención y 25 % (elevado posteriormente al 40 % en una Orden aclaratoria) en concepto de anticipo reintegrable del coste total de las obras de captación, conducción, depósito e, incluso, depuración, si se precisa, y las arterias maestras de la distribución, entendiendo por tales todas aquéllas cuyos caudales no sean menores de los dos tercios del que lleve la conducción.

Pero no ha podido desprenderse el legislador de su recelo hacia costes grandes (a pesar de que la realidad aconseja en estos tiempos, de inestabilidad de precios, no cerrarse caminos económicos) y señala para tope de esta ayuda el presupuesto de 900.000 ptas. Es decir, que puede otorgar subvención de 450.000 ptas. y anticipo de 360.000.

Para las obras de distribución, que el Decreto de 1940 dejaba íntegramente a cargo de la localidad, mantiene el anticipo del Estado durante la ejecución de las mismas del 50 %, en concepto de anticipo reintegrable, con un presupuesto tope de otras 900.000 ptas., e imponiendo la obligación de aceptar el pago del otro 50 % en la forma de plazos antes indicada para las obras fundamentales de captación, conducción y depósito.

Las garantías que el Estado exige (y que no altera el nuevo Decreto), son fundamentalmente las siguientes:

a) Inclusión en los presupuestos de las cantidades necesarias para hacer los pagos en un plazo máximo de veinte años, acreditando haber realizado aquella inclusión con las formalidades establecidas en el Estatuto Municipal y en el Reglamento de Obras, Bienes y Servicios Municipales.

b) Entrega de los terrenos necesarios antes de la orden de ejecución de las obras o de la subasta de las mismas, según sea el sistema de ejecución.

c) Facultad de establecer tarifas para el consumo de agua, calculados de tal forma que sirvan estricta-

mente para cubrir los gastos hechos en dichas obras por las Corporaciones, y los de conservación y explotación.

Estas tarifas serán también dobles: unas, para los primeros veinte años de amortización, con los que hay que contar para la amortización del capital empleado en el auxilio y en la construcción de las obras no subvencionadas, como la distribución, etc., etc.; y otra, para los sucesivos, en que dicha partida desaparece, y quedan solamente, como en la anterior, los de conservación y explotación.

d) Sujeción del ritmo de las obras a lo que permitan los créditos que anualmente concede el Ministerio de Obras Públicas para tales atenciones, por orden de antigüedad en las peticiones.

e) Obligatoriedad de las Corporaciones de conservar las obras por su exclusiva cuenta y bajo la inspección de la División Hidráulica correspondiente. Si esta conservación no se efectúa debidamente, puede exigirse el reintegro al Tesoro de la cantidad aportada por el Estado.

Fácilmente pueden deducirse los inconvenientes principales de esta disposición para aquellas Corporaciones que deseen organizar su abastecimiento de aguas, con el criterio que antes hemos expuesto, y pensando en un desarrollo normal de dicho abastecimiento.

Dichos inconvenientes son, principalmente:

1.º Necesidad de esperar la redacción del proyecto por los organismos del Estado, sobre los que pesa un trabajo tan excesivo que es lógico no permita contar rápidamente con el proyecto, si bien esta dificultad puede salvarse con la redacción del mismo a cargo de la Corporación por el técnico que designe, lo que no supone más que el recargo de un 3 %, que son los honorarios que las vigentes tarifas del Instituto de Ingenieros Civiles señalan para estas obras.

2.º Imposibilidad absoluta del Ayuntamiento de activar la ejecución de las obras, por cuanto éstas han de sujetarse, no solamente a los trámites de aprobación de proyecto y subvención por el Ministerio de Obras Públicas, sino a los créditos anuales que pueda éste conceder.

Y como, desgraciadamente, hasta ahora, al menos, estos créditos son insuficientes para las muchas necesidades de los pueblos españoles, es casi seguro que las

cantidades que puedan asignarse sean tan pequeñas que la duración de la obra se dilate por varios años.

3.º La limitación de las tarifas, que desde el punto de vista del Estado puede resultar lógico, ya que el criterio que el propio Decreto establece es de favorecer la higiene pública y no crear una fuente de ingresos para las Corporaciones a quienes se otorgan las ayudas, entendemos lealmente que representa un grave obstáculo para el desarrollo del abastecimiento y de sus posibles y necesarias ampliaciones.

Una modalidad interesante señala el art. 9.º del Decreto de 17 de marzo de 1950, y es la facultad (que es ya un estímulo) de unirse dos o más entidades para acogerse a los beneficios que se conceden, siempre que las obras necesarias a los respectivos pueblos resulten técnica y económicamente mejores, utilizando el mismo veneno de aguas y parte de la misma conducción o centralizando la depuración, sin que por ello se reduzca la ayuda del Estado ni tampoco las aportaciones que a cada pueblo correspondan.

Esto facilitará la ejecución de abastecimientos colectivos que, a nuestro juicio, son los de más porvenir en España, en muchos casos.

En el caso de poblaciones superiores a 12.000 almas, los inconvenientes son los mismos, pues la subvención del tercio que ofrece el Estado tiene, como cifra tope, la de 500.000 ptas., y hoy día, por sencillo, fácil y económico que sea un abastecimiento de aguas para una población de esa cifra de habitantes, el coste de las obras excede muchísimo del triple de esa cantidad.

La realidad ha demostrado la necesidad de variar también las disposiciones del Decreto de 27 de julio de 1944, al menos, en el sentido de aumento de subvenciones al 50 % y otorgamiento de un anticipo del 25 %, sin topes presupuestarios.

Si la solución técnica que proponga el ingeniero que estudie el problema es la adecuada, no hay por qué poner topes presupuestarios, que no harán más que complicar y dificultar la ayuda estatal.

Tan es así que, en cuanto la población puede hacer uso de argumentos especiales, de más o menos valor, o de mejor acogida en las altas esferas ministeriales, se llega a esta solución.

Los ejemplos de Cádiz, con su abastecimiento colectivo, del Escorial con su nada barata solución apro-

bada (436.000 ptas. lit./seg.), Oviedo con su recientemente acordada ayuda para la solución que se estudie, etcétera, permiten esperar que la medida se vaya generalizando.

Pero, aún así, es evidente, pasados los tiempos del «maná bíblico», las poblaciones han de hacerse a la idea de que el financiamiento de las obras de Abastecimientos de agua ha de basarse en el equitativo reparto de las cargas, a base de consumos mínimos obligatorios, y de tarifas calculadas de acuerdo con las condiciones antes expuestas.

ALCANTARILLADOS

El financiamiento de esta clase de obras se efectúa en España por un sistema que, debidamente aplicado, es lógico y eficiente, y que consiste en que, con arreglo al Reglamento de Obras, Bienes y Servicios Municipales y al modificado por el Decreto de 25 de enero de 1946, sobre la Ordenación provisional de Haciendas Locales, puede aplicarse contribuciones especiales, cuyo importe sea hasta los dos tercios del valor total del capital invertido en las obras, con su interés, mientras no fuera amortizado, y con inclusión del valor estimado de los trabajos periciales de los funcionarios del Ayuntamiento, aunque no dieran lugar a remuneración especial alguna.

De esta manera, solamente queda a cargo de la Corporación municipal el aportar un tercio, como mínimo, de dicho coste total.

Pero, para hacer frente a estas necesidades, las leyes municipales y el citado Decreto de Ordenación de Haciendas Locales, permiten la imposición de unos derechos y tasas por la prestación del servicio de alcantarillado, que se fijan en función del líquido imponible de las fincas, con tope del 6 por 1.000.

Concretamente, en el caso de Madrid este tipo de gravámenes, es el de 2,50 por 1.000.

Hay, no obstante, que hacer constar que la Ley no autoriza a imponer las contribuciones especiales para los presupuestos de las Estaciones depuradoras, lo cual no deja de ser un inconveniente, pues no permite que los Municipios acometan decididamente (aunque algo van haciendo en este sentido) la construcción de dichas instalaciones, que tan necesariamente son para la

protección de los cauces públicos y de la Sanidad de las regiones, en general.

Como resumen, pues, podemos decir que el financiamiento de las obras públicas, tanto de Abastecimientos de aguas potables, como de Alcantarillados, con su secuela de las depuraciones, tiene que residir, forzosamente, en la participación prudencial del interés público, representado por la aportación de las Corporaciones, y el interés privado, representado por la aportación en contribuciones especiales, y en derechos y ta-

sas posteriores de los usuarios directos de los servicios, y que, si quisiéramos resumir con una frase castiza castellana la tendencia a seguir para impulsar estas obras, diríamos que bastaría con aplicar el refrán castellano que dice: «A escote no hay nada caro», y que la solidaridad de los vecinos de las poblaciones es lo único que puede resolver decididamente el progreso de ambos servicios.

Madrid, mayo de 1950.

Comentaron este trabajo los Sres. Aiza y Do Canto Moniz, tras lo cual se lee la comunicación de la Agrupación de Ingenieros Industriales de Barcelona, que con el núm. 270 se reproduce a continuación:

N.º 270. - Algunas consideraciones sobre el problema de la vivienda en España

Autor: ASOCIACIÓN NACIONAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES
(Agrupación de Barcelona)

IMPORTANCIA DEL PROBLEMA

EXPOSICIÓN

No somos nosotros, ciertamente, quienes vamos a descubrir ahora la magnitud e importancia social del problema de la vivienda en España. Mucho se ha escrito y debatido sobre tal tema y, sin embargo, consideramos que no se ha hecho el debido hincapié en las causas que, a nuestro entender, constituyen las verdaderas raíces del problema.

El problema de la vivienda es general en España, pero no es nuevo; únicamente se ha exacerbado. ¿Quién no recuerda las fotografías, los reportajes, los comentarios que sobre Las Hurdes se hicieron en los últimos años del reinado de Alfonso XIII? Un cuarto de siglo ha pasado, y la miseria de Las Hurdes continúa existiendo, no sólo allí, en Las Hurdes, sino en buena parte del territorio patrio. Poblaciones enteras que viven en cuevas podemos verlas en el centro, en el Norte, en el Sur, en el Este y el Oeste de España, adosadas a las grandes urbes o aisladas en medio de regiones fértiles, pero descuidadas. ¿Cómo

se explica que en algunas regiones fértiles la población agrícola viva aún en cuevas? De los varios factores que influyen en esta situación, el más decisivo es el de la falta de comunicaciones o de un servicio caro y deficiente. El producto de la tierra que no tiene fácil, rápido y económico medio de salida no puede, de ninguna manera, dejar beneficio notable al campesino, y las mismas razones de transporte impiden a éste que pueda proveerse adecuada y económicamente, no sólo de los elementos necesarios para el cultivo intenso de la tierra, sino de todos aquéllos que le son imprescindibles para construir su hogar y dotarlo de las comodidades que han de darle una vida placida de familia que evite que sucumba al espejuelo de la ciudad.

Por el contrario, vemos cómo el campesino que disfruta de medios adecuados de comunicación se multiplica para aumentar su riqueza, construye su hogar y lo dota de cuanto le apetece con una esplendidez que él sabe bien que no podría conseguir en la ciudad. Esto, que siempre ha sido cierto, lo vemos de manera palpable e incontrovertible en esta última década. El

campesino de tierras alejadas, con medios de comunicación más teóricos que reales, llega a la mitad del siglo XX en la misma miseria en que vivieron sus antepasados. Por el contrario, ved al campesino de la huerta valenciana, con comunicaciones fáciles por tierra, por mar e incluso por aire, con los grandes centros de consumo, no sólo de España, sino del extranjero también; ved las caravanas que se organizan en los llanos de Urgel para aprovisionar Barcelona, ved otras regiones donde el campesino puede valorar adecuadamente sus cosechas recurriendo, si es preciso, al mercado negro (coto vedado al que vive en lugar apartado y que debe pasar por la inspección fácilmente establecida en el único y escaso medio de comunicación de que dispone). Ved, pues, a estos campesinos cómo se enriquecen, cómo poco a poco van dotando a sus casas de los refinamientos de la civilización moderna, cómo, en definitiva, son los que evitan la muerte de la agricultura en España. Aquellos otros, hartos de miseria, huyen de sus tierras formando éxodo incontenible que invade la ciudad. Así es cómo en las principales ciudades de España hay una enorme población venida de los rincones más alejados, y que vive en inmundas barracas que de ningún modo cambiaría por lo que eran sus hogares en la tierra que los vio nacer.

El problema de la vivienda en el campo español no hay que atacarlo como a tal, pues automática, aunque lentamente, se resolverá en cuanto se le den al campesino los medios realmente eficaces de valorizar sus productos.

Otra cosa es el problema de la vivienda en la ciudad. Con cierto retraso, la construcción de viviendas en nuestras ciudades sigue el ritmo de crecimiento normal en ellas; esto es, el crecimiento debido al balance demográfico favorable y a la inmigración pausada de las épocas de mayor normalidad nacional.

En cuanto circunstancias cualesquiera hacen variar este ritmo, digamos con optimismo normal, el fracaso es rotundo, y así vemos cómo al lado de las chozas insalubres construidas en épocas que podríamos llamar remotas, por ser de los primeros años de nuestra vida breve, se levantan sin cesar nuevas chozas para vejez de quienes nos llamamos cristianos y civilizados.

Como decimos, el problema no es nuevo ni peculiar de tal o cual sistema político o de gobierno; es, sencillamente, un mal endémico que algunos curanderos

han intentado sanar con recetas más o menos estra-larias, pero para el que ha de salir todavía el médico que lo entienda, lo trate y lo resuelva, ya que, como todo mal humano, no se puede combatir por procedimientos contra naturaleza.

Pero los ingenieros hemos sido llamados a este Congreso para resolver problemas técnicos y no problemas de gobierno. El problema que en este caso particular nos planteamos es el de dar luz sobre las posibilidades técnico-económicas de dar vivienda decente a estas ingentes multitudes instaladas de manera tan precaria alrededor de nuestras ciudades.

Del Plan Nacional de la Vivienda, del Instituto Nacional de dicha especialidad, para el decenio 1944-54, tomamos la cifra de 360.000 viviendas que faltaban en España en la época en que se realizó el estudio. En la misma fecha existía un total de 6.000.000 de viviendas, en números redondos.

El ritmo de construcción de nuevas viviendas, desde el año 1944 hasta hoy, no ha seguido al crecimiento demográfico de España, calculado en 257.000 habitantes por año; como máximo puede admitirse que las nuevas edificaciones han dado cabida a la mitad de dicho aumento, con lo que, a base de una célula media de cuatro individuos, el incremento anual en el déficit de viviendas será de $257.000 : (2 \times 4) = 32.000$.

Otro concepto que viene a aumentar este déficit es el de la desaparición de viviendas en estado ruinoso, por su antigüedad. La vida media de un inmueble se estima en 150 años, a base de dedicarle gastos de conservación normales; sin embargo, a causa de la imposibilidad económica real en que se hallan los propietarios para dedicar fondos a la reparación de sus inmuebles sobrecargados de contribuciones y sin posibilidad de aumentar los alquileres, la cifra de 150 años debería reducirse sensiblemente. Como contrapartida tenemos la ley del 10 de diciembre de 1921 que prohíbe que se derribe ninguna vivienda hasta tanto no se construya otra nueva. Para que en ningún caso se nos pueda tildar de exagerados, hacemos el supuesto de una vida media de 200 años para un inmueble, con lo que el incremento anual del déficit por este concepto será de $6.000.000 : 200 = 30.000$ viviendas por año.

Con la pretensión de hacer un programa mínimo, evitando vernos desbordados por el peso de las ci-

fras que resultarían de un plan más ambicioso, pasamos por alto el hecho de que en España el 45 % de las viviendas sean defectuosas desde el punto de vista de habitabilidad, y de que un 25 % sean insalubres higiénicamente.

Haciendo un balance que nos lleve a la situación actual se tiene:

Déficit de viviendas en 1944	360.000
Incremento del déficit por no seguir la construcción el ritmo del aumento demográfico: 32.000×6	192.000
Incremento del déficit por desaparición de las viviendas ruinosas: 30.000×6	180.000

Déficit total de viviendas en 1950 732.000

o sea, un promedio de una vivienda para cada 38 habitantes.

Aunque la deducción sea excesivamente simplista, nos sentimos tentados de ver qué déficit de viviendas resulta para Madrid y para Barcelona a base de la expresada cifra y en el supuesto de una población de 1.200.000 habitantes:

$$1.200.000 : 38 = 32.000 \text{ viviendas de déficit}$$

Por lo que hace referencia a Barcelona, existe una población comprobada de 80.000 almas que vive en inmundas barracas, pero no dudamos que la población real debe ser aproximadamente un 50 % superior, o sean 120.000 almas, que precisan de $120.000 : 4 = 30.000$ viviendas, cifra muy concordante con la anterior, pero que no tiene en cuenta ni los realquilados ni las viviendas que ya han cumplido su edad.

Si nos proponemos resolver el problema en 10 años, la cantidad de viviendas que precisa construir será:

Déficit en 1950	730.000 viviendas
Incremento por aumento demográfico: $(257.000 : 4) 10$	640.000 »
Incremento por derribo de edificios viejos 30.000×10	300.000 »

Total que precisa construir en 10 años 1.670.000 viviendas

ESBOZO TÉCNICO

CLASIFICACIÓN ELEMENTAL

Ateniéndonos a los métodos constructivos, hemos creído conveniente establecer tres grandes grupos que abarquen la construcción de toda clase de viviendas. Estos grandes grupos son:

- Construcciones *in situ*.
- Construcciones pre-fabricadas.
- Construcciones mixtas.

Antes de entrar en la discusión de uno u otro sistema conviene echar una mirada a las posibilidades de materias primas para la fabricación.

En la post-guerra todas las naciones europeas beligerantes han tenido que afrontar el problema de la vivienda, lo que nos brinda extensísimo campo experimental del que hemos de sacar fecundo aleccionamiento.

Ante todo, vemos cómo, lógicamente, cada nación echa mano de los recursos propios, y sólo, en casos especiales, acude a las importaciones.

Las importantísimas industrias aeronáuticas se transforman y dan salida a enormes cantidades de aluminio empleado en la construcción de casa pre-fabricadas. La industria química, con la creación de gran variedad de materias plásticas y de colas sintéticas activadas dieléctricamente e insensibles a la humedad colabora eficazmente en una combinación de contrachapado de madera, planchas de materia plástica y láminas delgadas de aluminio que dan una pared resistente, insonora, aislante y de bellissimo acabado. En los países donde abunda la buena madera se la emplea, debidamente impregnada, en la construcción integral de buen número de edificios.

En España, la industria del aluminio es aún débil para hacer frente a las ingentes cantidades que requeriría un plan de construcción de viviendas, inmediato y extenso.

En cuanto a la madera, nuestros bosques son escasos y disminuyen con velocidad aterradora, de manera que debe considerarse como crimen de lesa patria el recomendar la intensificación de las talas. Pero es que, además, las maderas nacionales menos escasas son de baja calidad y completamente inadecuadas para ser empleadas directamente en la construcción de viviendas de carácter permanente. Las que proceden de nuestras colonias llevan gérmenes, propios de los países cálidos, que las destruyen rápidamente.

Por lo que afecta a la industria química de plásticos y colas sintéticas, el panorama es aún más oscuro.

Vemos, pues, que sería quimérico intentar copiar lo que hacen otras naciones que disponen de materias primas e industrias de las cuales carecemos, al menos en escala importante. Pasarán bastantes años antes de que en nuestra patria hayan tomado un importante desarrollo las citadas industrias, por lo que cualquiera

que sea el sistema de fabricación empleado, las materias básicas que hemos de utilizar serán las que ya nos son familiares, esto es: piedra, arcilla, cal, cemento, yeso, hierro y algo de madera.

Las ventajas constructivas y económicas que se obtengan dependerán del juicioso juego de estos elementos en el proyecto, los cuales, téngase bien presente, son en su mayoría pesados, por lo que el transporte los afectará en gran manera.

Tratándose de la construcción en grandes series, en cualquiera de los tres mencionados grupos, cabe introducir de manera decisiva la mecanización y automatización de los medios directos y auxiliares de la construcción.

Las máquinas abridoras de zanjas para fundaciones, las centrales de fabricación de hormigón, las grúas de gran capacidad y alcance, etc., etc., son los elementos imprescindibles para conseguir una construcción rápida y económica, y su empleo más adecuado deberá ser objeto del más minucioso estudio. Son los ingenieros los destinados a proyectar, instalar y dirigir todas estas grandes instalaciones auxiliares de la construcción que deberán ponerse a la disposición de los arquitectos.

CONSTRUCCIONES «IN SITU»

Los métodos actuales de edificación son los que vienen empleándose desde hace muchos siglos, algo modificados por la introducción de nuevos elementos que han contribuido a la variación de formas y estructuras, pero que no han variado esencialmente los sistemas de ejecución o de puesta en obra.

El hierro laminado, el cemento portland y otros materiales han determinado modificaciones en las luces y espesores. Especialmente en las grandes construcciones de carácter industrial y en las obras públicas e hidráulicas, la introducción del hormigón armado ha exigido la mecanización en la fabricación y distribución en obra del elemento principal para obtener economía en los precios de coste. No obstante, la construcción de viviendas, basada en la colaboración de diversos ramos, sigue efectuándose de acuerdo con los métodos tradicionales.

Entre los ramos que intervienen en la construcción de viviendas, tenemos algunos que trabajan en forma de industria, tales como los de carpintería, cerrajería,

ascensores, etc. Otros son instaladores que montan en obra de una manera ordenada los elementos suministrados por las industrias productoras; entre éstos, los ramos de vidriería, lampistería, electricidad, sanitarios, calefacción, etc.

Por fin, los albañiles, yeseros, estucadores, pintores, etc., emplean materiales primarios suministrados por otras industrias para formar con su trabajo unidades de obra complejas.

Este grupo de ramos constituye el llamado «Arte de la Construcción», y, aparte del empleo de máquinas elevadoras en las construcciones de muchos pisos y de hormigoneras cuando construyen con hormigón armado, trabajan aproximadamente con los mismos sistemas de hace cinco o seis mil años, pegando ladrillos sobre ladrillos como en las construcciones de la antigua Caldea.

Si se considera la intervención de la mano de obra en la edificación, vemos que ésta representa un tercio del importe total. No hay duda de que, como en toda industria, hay que buscar el abaratamiento en la reducción de la mano de obra, lo cual podrá conseguirse no sólo en la edificación, sino también en el taller de prefabricación.

Una buena parte de este defectuoso rendimiento económico se debe al tamaño exiguo de los materiales (ladrillos, tejas, mosaicos, etc.), que obligan, forzosamente, al empleo intensivo del factor hombre. Los esfuerzos en la obtención de piezas de mayores dimensiones, que se coloquen en la obra por procedimientos mecánicos, ha dado origen a las construcciones prefabricadas.

CONSTRUCCIONES PRE-FABRICADAS

Una de las tendencias en los métodos modernos para aumentar el ritmo de la construcción y disminuir los precios de coste, es la de la construcción denominada pre-fabricada, que consiste, esencialmente, en la producción en serie, en talleres equipados a tal efecto, de piezas normalizadas relativamente grandes, que puedan ser colocadas en obra por procedimientos rápidos y económicos. Se intenta conseguir: la rapidez, con la aplicación de sistemas mecanizados de fabricación y montaje en serie, y la economía, por el ahorro en la mano de obra, que ha de obtenerse por dos conceptos:

a) Por disminución efectiva del trabajo total en la obra; y

b) Por las mejores condiciones de rendimiento de la parte de trabajo que se realiza en taller, con el auxilio de maquinaria y montajes adecuados.

Como es natural, precisa, para que estos métodos den resultado positivo que no tengan la contrapartida de la necesidad de emplear materiales más caros, por lo menos, en cantidad tal que pudiese anular las economías obtenidas en la mano de obra.

Por lo general, en los materiales empleados se consigue también economía notable, pues los proyectos y sistemas de construcción utilizados conducen a espesores mínimos, lo suficientes para asegurar la debida resistencia, y se busca el efecto de aislamiento térmico o contra la humedad con cámaras de aire, protecciones o rellenos adecuados. Y, además, siempre es posible obtener mayor resistencia y mejor calidad media construyendo los elementos en un taller que no en la propia obra.

Por lo que respecta a la mano de obra, indicamos a continuación unos porcentajes que representan su coste medio sobre el coste total de la unidad de obra terminada. Con ayuda de dichos porcentajes podemos tener idea de la repercusión que sobre el precio total tiene el ahorro en el trabajo, y de la conveniencia de que se procure disminuir este factor para acelerar el ritmo constructivo, así como para reducir los precios de coste de las unidades de obra compuestas.

Concepto	Porcentaje mano de obra
Excavaciones 90 %	{ 10 % especializada 80 % peonaje
Hormigones 30 %	{ 5 % especializada 25 % peonaje
Albañilería 33 %	{ 23 % especializada 10 % peonaje
Yesería 60 %	{ 40 % especializada 20 % peonaje
Carpintería 35 %	35 % especializada
Pintura 40 %	{ 30 % especializada 10 % peonaje
Vidriería 20 %	20 % especializada
Instalaciones 25 %	{ 20 % especializada 5 % peonaje

Las construcciones pre-fabricadas pueden clasificarse en dos grupos:

Grupo 1.—Las construcciones que tienen una estructura o conjunto de elementos resistentes, formados por piezas pre-fabricadas que se montan en la obra conjuntamente con otras piezas de revestimiento también pre-fabricadas, combinándose y uniéndose con ellas.

Grupo 2.—Los edificios están formados por elementos pre-fabricados, todos ellos auto-resistentes, en forma de paneles de dimensiones normalizadas, que constituyen partes de paredes, techos, cubiertas, etc., y que se combinan entre sí para obtener dimensiones, formas y distribución previstas, ajustadas al módulo de las piezas elementales. Del primer grupo podemos citar el sistema INOTRO. La estructura está formada por elementos pre-fabricados de hormigón armado vibrado, y el recubrimiento exterior por placas de hormigón también vibrado con paramento neto, que se montan en seco y que se solidarizan con la estructura por medio de la proyección de mortero en las caras interiores. Los montantes y riostras de la estructura son del tipo reticulado para facilitar el ensamblaje entre piezas y una mejor penetración del mortero proyectado. Los ángulos se refuerzan por relleno de hormigón entre las placas de forma especial.

El revestimiento interior se realiza con placas aislantes de hormigón celular o con pómez, revestidos en su paramento interior con un enlucido de yeso.

Los techos, de hormigón armado vibrado, están formados por vigas principales que se unen a la estructura y sostienen traviesas provistas de un nervio sobre el cual se apoyan las placas o revestimientos de suelo y el aislamiento.

Los planos se modulan a base de 1,20 metros, y los edificios tiene un ancho total de seis módulos. Se construyen edificios de una y de dos plantas.

El sistema C. E. P., perteneciente también al primer grupo, prevé la pre-fabricación en taller de los elementos estructurales de hormigón armado, con sus tipos de bases, pilares y jácenas elementales que se montan en obra formando elementos unitarios, dobles o cuádruples, según la resistencia exigida. Los hierros salientes de las jácenas y la forma de los extremos de los pilares, permiten el perfecto ensamblaje de las diversas piezas constitutivas de la estructura, con lo que queda asegurado su monolitismo.

En cuanto a techos, permite el empleo de cualquier sistema, pero se recomienda el de techos pre-fabricados de hormigón armado.

Comprendido en el segundo grupo, podemos citar el sistema LAFAILLE, el cual se basa en la pre-fabricación de elementos para pisos, fachadas, etc., cuyo montaje en la obra se hace a nivel del suelo aplicando sistemas de organización racional del trabajo. La elevación de los diversos pisos (paneles de gran superficie), que se han montado uno encima de otro, se efectúa por medio de elevadores hidráulicos de 100 toneladas que actúan a una velocidad de 0,50 metros por hora sobre la totalidad de pisos de la obra y una extensión de 25 a 30 m² por elevador.

Los paneles de fachada comprenden piezas a toda altura que se equipan antes de su levantamiento con los servicios de calefacción, conducción de aguas, electricidad, etc.

En otros sistemas, especialmente en aquéllos de construcción totalmente metálica, todos los elementos estructurales son terminados completamente y equipados con las instalaciones eléctricas en el propio taller, lo cual permite un montaje rapidísimo y con poco herramental.

En algunos sistemas, entre la pared exterior y el revestimiento interior, se emplea una cámara de aire, continua, que reduce las posibilidades de condensación en el interior del muro y que en verano permite evacuar el aire recalentado por la acción de los rayos solares sobre el revestimiento exterior antes de que influya sobre la capa aislante. El mismo principio de ventilación se aplica en mayor escala al aislamiento térmico de la cubierta.

En algunos tipos, en los que las paredes vienen formando paneles, los marcos de puertas y ventanas, así como los cajones para persianas enrollables, van incluidos o adaptados a los respectivos paneles. La pre-fabricación de elementos pesados se presta mal a la construcción de edificios de más de dos plantas, que requieren, en general, estructura monolítica, sobre la que se colocan, como relleno, los elementos pre-fabricados.

Con ello resulta, pues, la construcción de edificios pre-fabricados limitada a la de edificios de una o de dos plantas. Los de más de dos plantas deben ser del

tipo mixto, con estructura construída *in situ*, complementada con elementos pre-fabricados.

No obstante, la pre-fabricación puede resultar muy interesante para la resolución del problema de la vivienda en las zonas rurales y en las poblaciones donde el terreno no sea muy caro. Asimismo resulta ideal para colonias fabriles o campamentos de obras.

CONSTRUCCIONES MIXTAS

Se caracterizan por el empleo de piezas pre-fabricadas en combinación con materiales primarios que se colocan en obra por los sistemas clásicos de construcción.

Las piezas pre-fabricadas se utilizan como elementos de relleno (entrepaños, marcos de puertas y ventanas, techos, etc.) que dejan entre sí el espacio ocupado por la estructura o esqueleto resistente.

Según que primero se construya la estructura o que primero se coloquen las piezas de relleno, dejando entre ellas los huecos por los que se va construyendo dicha estructura, se tienen dos procedimientos fundamentales de construcción mixta.

Entre los procedimientos más en boga citaremos el SICER y MIGNUCCI, en Italia, y el CONSTANT, en Francia.

Como las piezas de hormigón que se emplean son de tamaño superior al de los ladrillos ordinarios, su transporte dentro de la obra resulta más difícil y al personal le cuesta habituarse a su manejo. Por ello, la diferencia en el precio de coste final resulta ser pequeña, porque el aumento de precio de los materiales es apenas compensado por el ahorro en la mano de obra.

SISTEMA PROPUESTO

La idea de la construcción mixta encaja perfectamente con las actuales posibilidades en España, pero, para que resulte económico el procedimiento, hace falta no dejarlo en un término medio, sino llevarlo al punto en que ha de rendir beneficios.

En el taller pueden pre-fabricarse paredes y suelos enteros, con todos los demás elementos integrantes montados (puertas, ventanas, instalaciones, etc.). En este caso puede haber una reducción muy notable en la mano de obra, pues en el taller el rendimiento será muy superior, por ser mejores las condiciones de tra-

bajo, evitarse desplazamientos inútiles y permitir mayor vigilancia. Al tratarse de la integración de los elementos pre-fabricados en la obra, y debido al peso de los mismos, será indispensable recurrir a los medios mecanizados y volveremos, por lo tanto, a movernos dentro de los sistemas de gran rendimiento.

Un panel de 12 m² con grueso de 10 cm. pesaría unas 3 Tn., que es lo que, aproximadamente, podría pesar un suelo. Un panel exterior de 3 x 3 m. con gruesos de 7 y 5 cm., no pesaría más. Así, puede considerarse que serían del orden de 3, a lo máximo 4 Tn., las piezas más pesadas que había que manejar. Se ve fácilmente que no existiría problema alguno para el transporte del taller a la obra ni para el manejo en ésta, pues con grúas de la potencia corriente en esta clase de construcciones sería suficiente.

Veamos de manera muy somera cómo se llevaría a cabo la construcción de un edificio en la forma prevista:

Para cada planta, empezarían por montarse las columnas huecas de la estructura, dentro de las cuales se colocarían las armaduras y, a continuación, se echaría el hormigón. En la siguiente etapa se montarían los paneles que formarían las paredes, los cuales, en su parte superior, estarían terminados por unos cajones en U que servirían de encofrado para las vigas o jácenas de la estructura. La tercera etapa consistiría en colocar los conjuntos acabados de los servicios sanitarios (cocinas, cuartos de aseo, etc.). En la cuarta etapa se colocarían los techos, y en la quinta y última etapa se rejuntarían todas las piezas, se terminarían los enlaces de los servicios de agua, gas y electricidad y se procedería al decorado final.

Se comprende fácilmente que el buen éxito de la empresa depende de tres factores muy principales:

Arquitecto: Deberá proyectar las viviendas a base de distribuciones muy sencillas, y en las que figure el mínimo posible de tipos estructurales distintos.

Ingeniero: Deberá estudiar concienzudamente la fabricación de los elementos estructurales para que respondan a las exigencias de fortaleza, higiene, manejabilidad y fácil enlace. Deberá montar los talleres para fabricar grandes series.

Constructor: Deberá estudiar a fondo los problemas del manejo seguro y rápido de las grandes piezas pre-

fabricadas y preparar equipos de especialistas para la erección de los edificios.

Un plan de la importancia del que aquí se esboza no puede aplicarse a la construcción de edificios sueltos, destinados a llenar los pequeños huecos que quedan en las actuales urbanizaciones, sino que deberán buscarse grandes extensiones de terreno que permitan la construcción de grandes bloques de viviendas y en las que, por lo tanto, no se esté obligado a respetar determinadas formas de plantas que impedirían la normalización propugnada.

No deberán perderse de vista las peculiaridades de cada región, que responden siempre a necesidades climatológicas y a costumbres y estilos locales, tradicionales, que no es necesario ni económicamente conveniente desarraigar. No obstante, las condiciones que deben cumplir las viviendas son sensiblemente iguales en todo el territorio nacional. Se trata, en efecto, de condiciones de solidez, de higiene y de protección contra los elementos atmosféricos. Sólo en estas últimas condiciones cabe observar pequeñas diferencias que más bien afectan al acabado exterior que al aspecto funcional, ya que, por ejemplo, el aislamiento térmico tiene igual aplicación contra el frío que contra el calor, y la impermeabilización contra las lluvias debe, en todo caso, ser perfecta, aunque aquellas sean escasas.

Veamos ahora cuál es el tipo medio de vivienda que conviene, cuál su coste y cuál el tipo de alquiler.

En la familia obrera mínima hay que contar con hijos de ambos sexos, de lo que se infiere que la vivienda mínima debe constar de:

Cocina-comedor (mesa capaz para cinco personas).

Dormitorio de los padres.

Dormitorio de los hijos (capaz para dos camas).

Dormitorio de las hijas (capaz para dos camas).

Cuarto de aseo (lavabo y ducha).

Retrete.

Lavadero.

Veamos ahora qué superficie requiere una casa de estas características.

Para el dimensionado no hemos querido inventar cosas nuevas y nos hemos atenido a las ordenanzas municipales vigentes en la ciudad de Barcelona.

Dependencias	Extensión mín. según Ord. Mun.	Extensión supuesta por nosotros
Cocina-comedor	8,93 m ²	11,0 m ²
Dormitorio padres	8,93 »	9,6 »
Dormitorio hijos (2 camas) ...	8,93 »	9,0 »
Dormitorio hijas (2 camas) ...	8,93 »	9,0 »
Cuarto de aseo (lavabo y ducha)	3,00 »	3,0 »
Retrete	1,20 »	1,2 »
Lavadero	1,50 »	1,5 »
	Suma ...	44,3 m ²
20 % de espacios perdidos (escaleras, armarios, etc.) ...		8,9 »
	Total ...	53,2 m ²

En Barcelona el precio por metro cuadrado de planta edificada, en edificios de cinco a siete pisos, sencillos, pero de buena construcción, no baja de las 1.000 pesetas. A este precio debe añadirse un 15 % para tener en cuenta el valor de compra del terreno, con lo que se llega a las 1.150 pesetas m², y el precio del piso mínimo que nos ocupa resulta ser aproximadamente de:

$$53,2 \times 1.150 = 60.000 \text{ pesetas}$$

Si se parte de la base de que este capital debe rendir un 5 % (4 % para pago de los intereses y 1 % para impuestos, huecos y reparos), y conviene amortizarlo en 75 años, el tanto por ciento de amortización anual que deberá satisfacer será:

$$(5 - 0,132) \frac{60.000}{100 \times 12} = 260 \text{ pesetas}$$

Si se admite que el índice actual de coste de vida en Barcelona, respecto al año 1936, es de 6, se ve que este alquiler corresponde a uno de 43 pesetas mensuales en dicho año 1936, que era muy normal en la categoría de casa que hemos supuesto.

Pero el índice de salarios actuales con respecto a los vigentes en 1936 no creemos que exceda de 3, por

lo que el poder adquisitivo del salario actual es mitad del de aquella fecha.

Caeríamos en un gran error si quisiéramos reducir el coste de la vivienda en la mitad para obtener alquileres de 130 pesetas mensuales, a base de una construcción deficiente en calidad o en dimensiones, pues se trataría de una obra provisional que produciría grandes gastos de mantenimiento y sería de amortización problemática. Tenemos serias dudas sobre si el capital privado haría inversiones en una obra de tal naturaleza.

Por otra parte, no consideramos humano razonar diciendo que, en vista de que los salarios actuales son insuficientes, deban construirse viviendas también insuficiente, sea en calidad, sea en dimensiones, para que sean asequibles a dichos salarios. Día vendrá en que, forzosamente, se nivelarán los salarios, y entonces nos encontraríamos en que habríamos gastado muchos millones en hipotecar el bienestar del hogar humilde. No porque esté mal una cosa tenemos que hacer mal otra.

Solamente cabe pensar en una reducción del alquiler a base de un coste de edificación menor, obtenido, no a base de peor calidad o menor espacio, sino merced a un sistema de construcción racional. Pero, preguntando de la reducción a que se pueda llegar, preguntamos: ¿Es que hoy en nuestras grandes ciudades hay quien pueda encontrar un piso nuevo decente por 260 pesetas mensuales?

POSIBILIDADES ECONÓMICAS

MATERIALES Y MANO DE OBRA NECESARIOS

Para orientarnos hemos establecido un cuadro, en el que figura la repartición de los gastos de construc-

	%	Total Ptas.	Jornales Ptas.	Materiales Ptas.	Cemento Tn.	Hierro Tn.	Madera Tn.
Albañilería	41	24.600	8.200	16.400	3,0	0,25	—
Piedra artificial	5	3.000	600	2.400	0,4	—	—
Viguería hormigón armado ...	6	3.600	200	3.400	0,6	0,25	—
Carpintería y metalistería ...	9	5.400	400	5.000	—	0,05	1,2
Cerrajería	1	600	60	540	—	0,15	—
Lampistería	7	4.200	700	3.500	—	—	—
Electricidad	2	1.200	100	1.100	—	—	—
Estucos	2	1.200	800	400	—	—	—
Yesería	4	2.400	1.500	900	—	—	—
Sanitarios	2	1.200	40	1.160	0,1	—	—
Fumistería	3	1.800	200	1.600	0,1	—	—
Pintura	3	1.800	700	1.100	—	—	—
Varios	15	9.000	6.500	2.500	0,8	0,05	0,3
	100	60.000	20.000	40.000	5,0	0,75	1,5

ción de una vivienda, entre los diferentes elementos que las integran, desglosando los jornales de los materiales, y entre estos últimos, haciendo una estimación de las cantidades necesarias de cada uno de los tres elementos fundamentales: cemento, hierro y madera.

En Barcelona el jornal medio del personal de una obra (peones, albañiles, carpinteros, pintores, fontaneros, etc.) que efectivamente tiene que pagarse (sueldo efectivo más recargo) es de 62,50 pesetas por obrero-día.

Por lo tanto, las 20.000 pesetas de jornales representan

$$\frac{20.000}{62,50} = 320 \text{ jornales}$$

Resumiendo cuanto antecede se tiene el siguiente cuadro de necesidades totales del programa de 10 años:

	Total en España	Ciudades de Madrid o Barcelona
Viviendas que se han de construir	1.670.000	73.000
<i>Importe en pesetas:</i>		
Jornales	33.333.000.000	1.500.000.000
Materiales	66.667.000.000	2.900.000.000
Total	100.000.000.000	4.400.000.000
Jornales (hombres-día) ...	534.400.000	23.000.000
Obreros trabajando simultáneamente	184.000	8.000
Cemento, Tn.	8.350.000	360.000
Hierro, Tn.	1.250.000	55.000
Madera, m ³	2.500.000	110.000

A excepción del número de obreros que trabajen simultáneamente, que es invariable, y que se refiere únicamente a los que trabajan de modo directo en las obras, las demás cantidades deben dividirse por 10 para obtener el programa anual.

Las estadísticas compulsadas nos ponen de manifiesto toda la trascendencia del problema:

Producción anual de cemento, promedio 1946/47	1.584.000 Tn.
Necesidades anuales del plan	835.000 »
Porcentaje que absorbería el plan	53 % »
Producción anual hierro	624.000 Tn.
Necesidades anuales del plan	125.000 »
Porcentaje que absorbería el plan	20 %

Por lo que a la madera se refiere, más que atendernos a la producción obtenida en los últimos años, deberíamos referirnos a la cantidad que las Jefaturas Agronómicas o de Montes consideran como prudente

para no dar lugar a mermas de la riqueza forestal, que lamentaríamos, en todos los aspectos, en un futuro inmediato.

FINANCIACIÓN

Cualquier plan que se proponga debe llevar en sí mismo la solución económica que ha de hacerlo autónomo y viable.

Hemos visto que la construcción de 1.670.000 viviendas supondría un desembolso total del orden de

100.000.000.000 (cien mil millones) de pesetas

Medítese la enorme importancia del problema y la absolutamente imprescindible necesidad de asegurar el 100 % de la financiación del plan. Consideramos ineludible el tener que recurrir al capital privado, pero con la garantía del Estado. Esta garantía será triple, pues garantizaría el capital y las rentas de los suscriptores, aseguraría, mediante la adecuada intervención, la debida inversión del capital y velaría por la rentabilidad de las nuevas edificaciones. Creemos que que la única forma de asegurar esta rentabilidad es el restablecimiento efectivo y sin trabas del desahucio de los morosos. Si esto hubiera de llevar a algún sentimentalismo, habrán de ser las instituciones públicas benéficas las que deberán salvar las situación, pero, en cualquier caso, los alquileres deberán ser satisfechos. Harta experiencia tenemos de algunos grupos de casas baratas en las que los inquilinos, sobre robar todas las instalaciones de agua, alumbrado, etc., acaban por no pagar el alquiler, creando una situación que congela toda iniciativa para extender más y más dicho tipo de construcciones. Y aquí es donde estará bien aplicado el sentimentalismo al considerar las masas carentes de hogar que viven hacinadas en inmundas barracas.

Apuntamos, por fin, la idea de que, en las ciudades, para el alquiler de dichas viviendas deberían tener preferencia los obreros que llevasen más años de servicio en las empresas industriales o comerciales y que, por lo tanto, cabría esperar de ellos mayor espíritu de responsabilidad y ciudadanía.

CONCLUSIONES

1.^a El problema de la vivienda en España es muy grave, pues las cifras más prudentes indican que, para

superar el déficit actual y alcanzar el punto de ritmo normal, deben construirse 1.670.000 viviendas, para familias de tipo medio, en diez años. El alquiler medio de estas viviendas deberá ser del orden de las 260 pesetas mensuales.

2.^a Se propugna un sistema mixto de construcción, esto es: pre-fabricar la mayor proporción posible de elementos (paredes, suelos, etc.), para montarlos sobre una osatura que se construya *in situ* a medida que avance la obra.

3.^a Debe previamente resolverse, a base del aumento de producción y de importaciones, el normal suministro, repartido en diez años, de las siguientes materias básicas:

Cemento	8.350.000 Tn.
Acero	1.250.000 »
Madera	2.500.000 m ³

Deberá, además, asegurarse la importación de la maquinaria auxiliar que sea necesaria para el taller y para la obra.

4.^a Se prevé que el número de obreros que deberán trabajar continuamente durante diez años, en este plan, se acercará a los 200.000.

5.^a El plan previsto supone un desembolso total del orden de cien mil millones de pesetas, que suscriba el capital privado. El Estado deberá dar una triple garantía, esto es: garantizará el capital y las rentas de los subscriptores, asegurará, mediante la adecuada intervención, la debida inversión del capital y velará por la rentabilidad de las nuevas construcciones, restableciendo el deshaucio a los morosos.

6.^a El desembolso previsto se basa en los precios actualmente vigente, aplicados a los procedimientos actuales de construcción. Un profundísimo estudio de la cuestión llevará sin duda a un ahorro importantísimo. En contrapartida se prevén nuevos aumentos de precio para los próximos diez años, por lo cual es posible que no varíe el alquiler medio previsto.

Mayo, 1950.

Al término de su lectura son aprobados por los reunidos las conclusiones propuestas en el anterior trabajo, luego de lo cual, por no estar presentes sus autores, por la Secretaría se da lectura a los extractos de los siguientes trabajos que a continuación se reproducen íntegros, núms. 32, 127, 207 y 269:

N.º 32. - Idea general sobre el proyecto de reforma del Balneario de Caldas de Bohí (Lérida)

Autor: D. SALVADOR FILELLA BRAGOS

Ingeniero Industrial

CONSIDERACIONES GENERALES

En pleno corazón del Pirineo, término municipal de Barruera (Lérida), rodeado de hermosos bosques de abetos y acompañado, entre la grandiosidad de los montes en que se recuesta, por el canto ininterrumpido de las aguas que, por cascadas de singular belleza y corrientes espumosas se precipitan, levanta sus venerables muros centenarios el Santuario de Nuestra Señora de Caldas de Bohí.

Junto a él, viejas edificaciones, unas, y de construcción más reciente otras, todas ellas utilizadas con fines hidroterápicos, comparten su solitaria ubicación y se ofrecen con su copresencia como ejemplo perenne de la armónica relación que debe existir entre lo inmutable y lo perecedero, simbolizados en nuestro caso por el espíritu que informa el culto a María Santísima bajo la advocación de Nuestra Señora de Caldas de Bohí, y las fuentes salúferas que paralelamente, y como feliz complemento de aquél, han contribuido tanto, según testimonios fidedignos de la Historia, a la favorable solución de innumerables dolencias de intensidad y clases diversas.

Y, si al beneficio de sus aguas, de excepcional agrupación en cuanto a su composición y número, se añade el propio del clima de altura que los 1.500 metros de altitud le proporciona, fácil es comprender la lógica preferencia que, la práctica de sistemas mixtos de curación, ha tenido, desde remotos tiempos el paraje que nos ocupa, para pacientes de índoles diversas debidamente asesorados por eminentes personalidades médicas conocedoras de las favorables condiciones que un tal paraje reúne, en forma difícilmente igualable por otro alguno.

Si, como complemento de las interesantes cualidades indicadas, se consideran las bellezas naturales de sus alrededores, con sus lagos, ventisqueros y glaciares, sus excelentes condiciones cinegéticas, la sabrosa pesca de sus ríos y demás atractivos propios del ambiente pirenaico que por doquier pregonan, con sus bosques y cascadas, el aire puro y deleitable de aquellas altitudes, intensamente purificado por los fragantes aromas de la flora montañesa, se comprenderá el natural interés que despierta el rodear lugar tan privilegiado de cuantas condiciones requiere la cómoda estancia en el mismo de quienes precisen de su bienhechora dispo-

sición para el alivio de sus dolencias, de forma que la eficacia de su curación vaya unida a la agradable satisfacción, junto con sus deberes religiosos, de las necesidades vitales y de esparcimiento de su vida cotidiana.

A la consecución de este fin se dedica el presente proyecto de reforma en el que, partiendo de las deficientes construcciones e instalaciones actuales, se describen y justifican, en líneas generales, las reformas y las nuevas construcciones principales y de orden auxiliar que para ello se requieren, las cuales habrían de ser, naturalmente, después, desarrolladas en los diversos proyectos parciales y de detalle que las necesidades constructivas exigen.

ESTADO ACTUAL DEL SANTUARIO Y DEL BALNEARIO

Las pobres capillita y cabaña que en el siglo XIV un pastor levantara para continuar el culto a Nuestra Señora (en suspenso, al parecer, desde la invasión árabe en España) después del milagroso hallazgo de su imagen, fué convirtiéndose, gracias a las sucesivas ampliaciones realizadas, en un magnífico templo, lo mismo en capacidad que en estética disposición, el cual iba enriqueciéndose poco a poco con interesantes ornamentaciones y objetos de culto, de forma que las necesidades de éste llegaran a ser satisfactorias en relación con el contingente de devotos concurrentes al templo, integrado por los naturales del valle de Bohí y, en especial durante los meses de verano, por los concurrentes al Balneario y excursionistas, en general.

Las expoliaciones de que ha sido objeto el Santuario, incluso la desaparición o destrucción de la antiquísima imagen de Nuestra Señora, a causa de la revolución marxista de 1936 lo han dejado en estado tal, que no obstante la entronización de una nueva imagen en substitución de la primitiva y de las reparaciones más perentorias efectuadas, precisa para devolver al culto al esplendor que había llegado a tener la realización en el templo de importantes reformas que deberían continuarse con el aumento de su capacidad mediante espaciosos ensanches laterales y el acceso al mismo por la puerta de la nueva fachada que se debe levantar de cara al río, coronada por esbelta torre cuyo conjunto corresponda dignamente a la importancia que por el presente proyecto adquiera el Balneario.

Y ¿qué diremos respecto al estado actual del Balneario? Es verdaderamente incomprensible, y la triste realidad fatalmente así lo atestigua, el hecho de haber podido llegar hasta mediados del siglo XX sin que el prodigio de Caldas de Bohí haya merecido por parte de nuestros hombres de negocios la atención a que es acreedor el alto valor de la riqueza que atesora, no sólo como alivio de la Humanidad doliente, si que también como empresa de evidente eficaz rendimiento sensiblemente apreciable a poco que en su consideración se profundice, ya que prodigio es, en efecto, la existencia en reducida zona, de innumerables manantiales minero-medicinales cuyas aguas emergen a temperaturas entre los 4° y 60° y cuya composición es la más diversa.

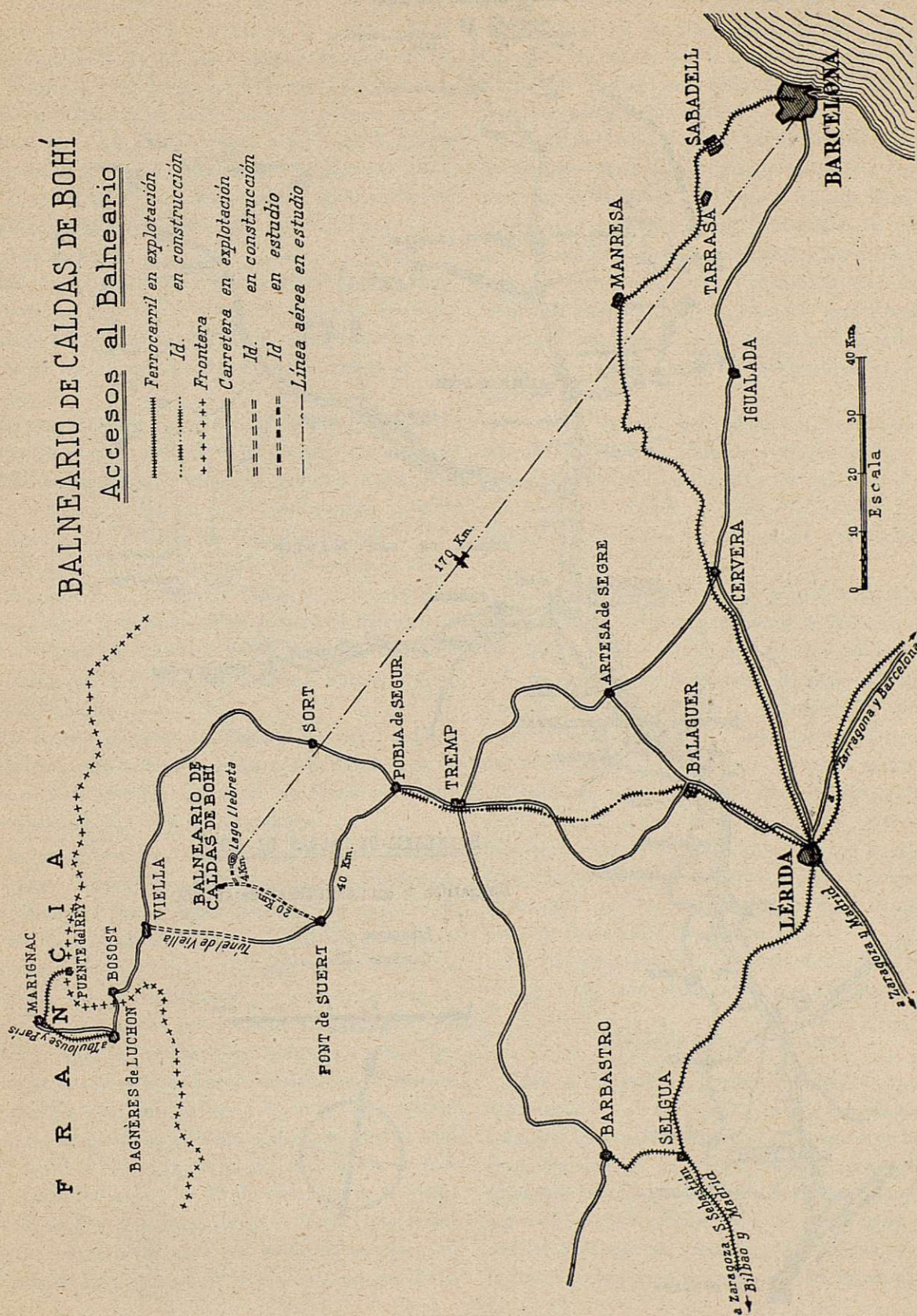
Los principales (aparte la dos estufas naturales que producen los dos vapores de uno de ellos, la temperatura de cuyas aguas sobrepasa los 60°) son los siguientes: entre los termaleales, los sulfurado-sódicos de las *Estufas* y otros dos al mismo contiguos (48° a 60°), *Tartera* (39°) y *Santa Lucía* (35°), como sulfurado-cálcico el del *Bosque* (25°), como sulfatado-clorurado el de la *Casa* (35°) y como bicarbonatado-sódico, yodurado, litínico y fluorado el del *Bou* (34°). Entre los manantiales no termaleales se han encontrado, entre otros, varios ferruginosos, *Montaña* (7°), *San Nicolás* (8°) y algún otro, y dos de riquísima agua potable, *Capellans* y *Boix* (4°).

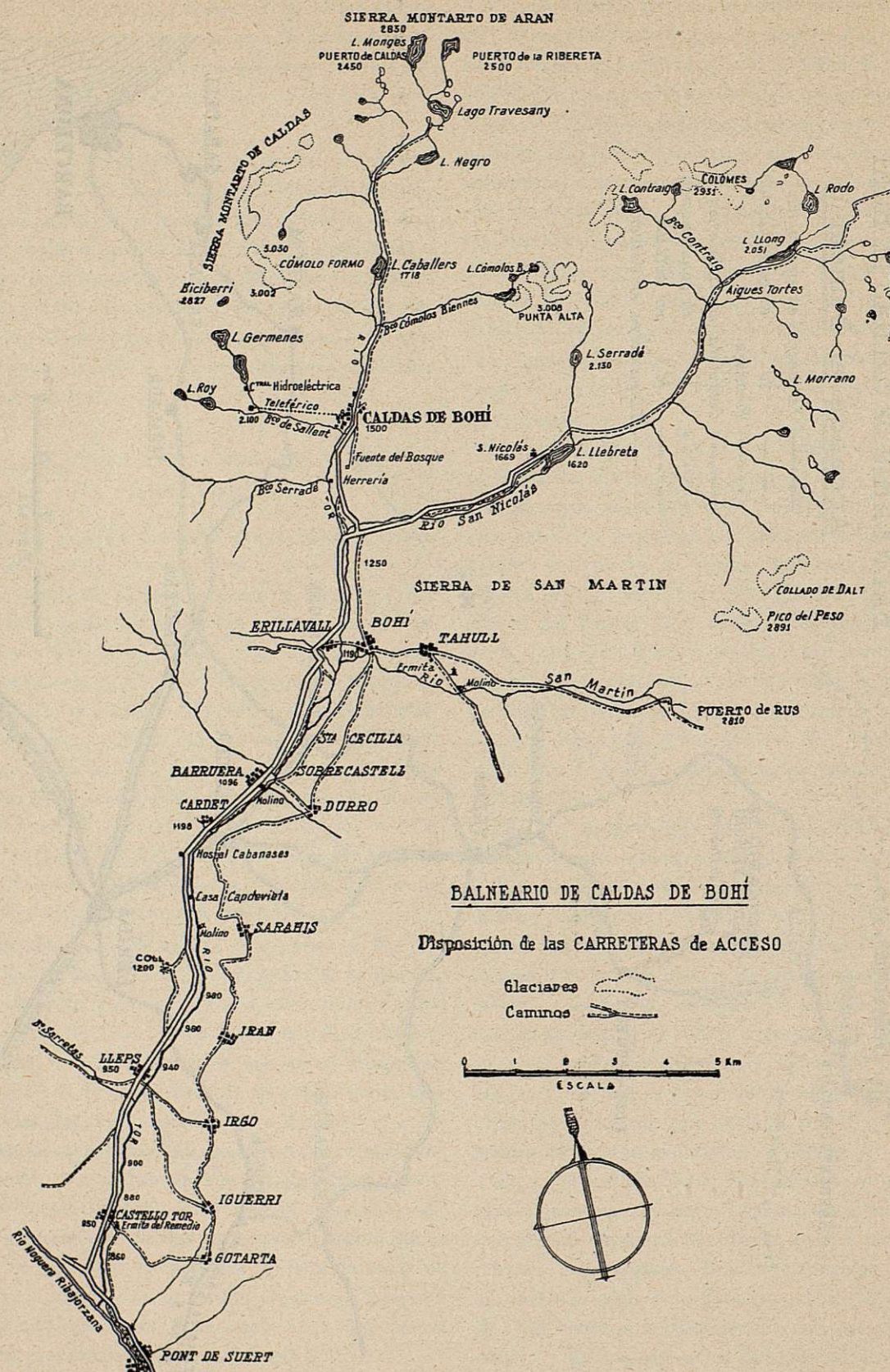
Ello, no obstante, es evidentemente rudimentario el establecimiento actual, resulta deficiente la capacidad y disposición del hotel en su relación con el establecimiento, y asimismo, la habilitación de los diversos manantiales atendiendo a los fines que con ellos podrían conseguirse, la presentación de sus lugares de esparcimiento, y sobre todo, el acceso al singular paraje que nos ocupa, el cual no difiere apenas del de los tiempos en que con el feliz hallazgo de la imagen de Nuestra Señora y del primer manantial de agua caliente, habilitó el pastor de que nos habla la Historia, la primera bañera de madera alojada en su cabaña.

En su consecuencia, se desarrolla a continuación el plan general de reformas y de nuevas construcciones que precisa efectuar para ofrecer accesos fáciles, tratamientos hidroterápicos eficaces, habitación cómoda y agradable estancia en el Balneario, hasta el número de dos mil bañistas y visitantes, además del personal directivo y del adscrito a los distintos servicios.

BALNEARIO DE CALDAS DE BOHÍ

Accesos al Balneario





ACCESOS GENERALES

Se proyecta la construcción de una carretera de 20 kilómetros de longitud, con origen en el km. 2,1 de la de Pont de Suert a Viella (Camino Nacional N-230 de Tortosa a Francia por el Valle de Arán) la cual, según se indica en el plano núm. 1, se traza por la orilla derecha del río Tor, pasando por Castelló, Lleps, Barruera y Erillavall. Esta carretera atraviesa dicho río en el km. 17,5, poco después de su confluencia con el de San Nicolás, y continúa hasta el Balneario, por la orilla izquierda.

Del km. 17,8 parte un ramal de 4 km. hasta el Lago Llebreja, en el que se proyecta un campo de aviación, distante del de Barcelona 170 km. (unos cuarenta minutos de vuelo) para facilitar el rápido acceso al Balneario.

De este modo se encontrará el Balneario, según se indica en el plano núm. 2, a 60 km. por carretera de Poble de Segur, población a la que dentro de poco tiempo llegará el ferrocarril, en construcción ya muy adelantada, de Lérida a San Girones (Francia).

Asimismo, una vez terminada la construcción de la carretera de Pont de Suert a Viella, en cuya total longitud se está trabajando, se encontrará el Balneario a 85 y 88 km., por carretera, de las estaciones francesas de ferrocarril de Bagnères de Luchon y Puente de Rey, respectivamente.

Un servicio de autobuses desde el Balneario al Lago Llebreja y otro a Pont de Suert o a Barcelona (en su día, a la estación de ferrocarril de Poble de Segur) completan el plan de accesos generales.

Aeropuerto.—Como se ha dicho, se sitúa a orillas del Lago Llebreja, el más indicado de los alrededores del Balneario, por su menor distancia a la carretera de acceso, menor altitud (1.620 m.), más resguardado de los vientos del Norte, y que, además, en atención a los proyectos de aprovechamiento de aguas para usos industriales, solicitados por otras Sociedades, es el que permite situar las instalaciones necesarias a menor desnivel de la superficie de las aguas, dado que el recrecimiento del nivel del lago se proyecta de ocho metros.

Como se indica en el plano núm. 3, se sitúa el hangar de 30 × 40 m., a 10 m. por encima del nivel de las aguas del lago y a 80 de distancia de su orilla Norte, en una plataforma de 30 × 70 m., que se une con la superficie del agua por medio de un plano inclinado de hormigón de 50 m. de longitud por 20 de

ancho, sumergido en sus 10 m. inferiores en las aguas del lago. Los hidroaviones, provistos de dispositivo especial para correr por tierra firme, ascenderán por dicho plano inclinado, por la tracción ejercida mediante un cable de acero accionado desde el hangar por el correspondiente motor eléctrico.

Una escalera a lo largo del plano inclinado, establece, además, comunicación entre la plataforma superior y un muelle de 20 m. de longitud, situado al pie del mismo para facilitar, en caso conveniente, el embarque y desembarque de los pasajeros a los aviones, así como los paseos en barca por el lago. En caso de mal tiempo, el desembarco de los pasajeros tendrá lugar en el interior del hangar, en el que, asimismo, entrarían el autobús y demás coches, que los trasladarían al Balneario.

A uno de los lados del hangar, se proyecta un edificio de 10 × 20 m., compuesto de planta baja y un piso, para taller, almacén y vivienda del personal, y al otro lado, otro edificio de iguales dimensiones para la Dirección del aeropuerto, restaurante y viviendas del personal adscrito a los mismos.

Comunicación telefónica.—La central telefónica más próxima al Balneario es actualmente la de Espot, situada a 20 km. Ello no obstante, dado el accidentado trazado de la línea por el Portarró de Espot (2.540 metros de altitud) si durante la realización del presente proyecto se llevara a efecto, según parece, el de la línea telefónica de Poble de Segur a Pont de Suert, sería preferible la unión telefónica con esta última población (20 km.), la cual ofrecería, además de su mejor trazado, la ventaja de poder enlazarla con la estación telegráfica del Estado en dicha localidad al objeto de retransmitir, en caso conveniente, los telefonemas que desde el Balneario se transmitieran.

Además de la anterior, se proyecta otra línea telefónica de 4 km. entre el Balneario y el aeropuerto.

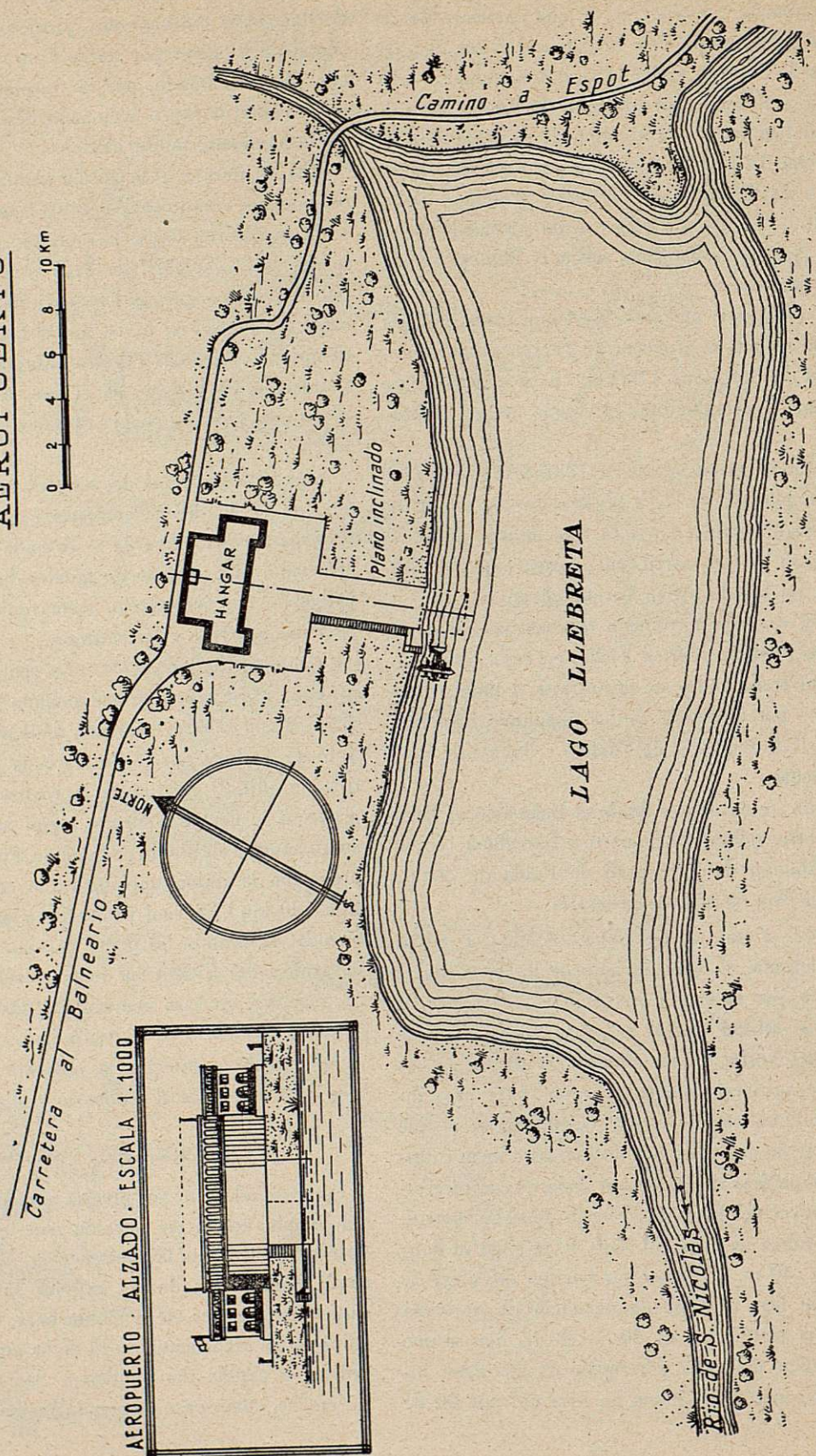
REFORMA DEL SANTUARIO

Como se adelantó ya, precisa aumentar la capacidad del templo actual en relación con la ampliación del Balneario, mediante la construcción, además de la adecuada habilitación de las galerías superiores, de dos ensanches laterales en la planta baja, correspondientes a dos de los arcos actuales. El de la izquierda se podría dedicar a capilla del Santísimo Sacramento, y el de la derecha, como paso de comunicación del templo, con

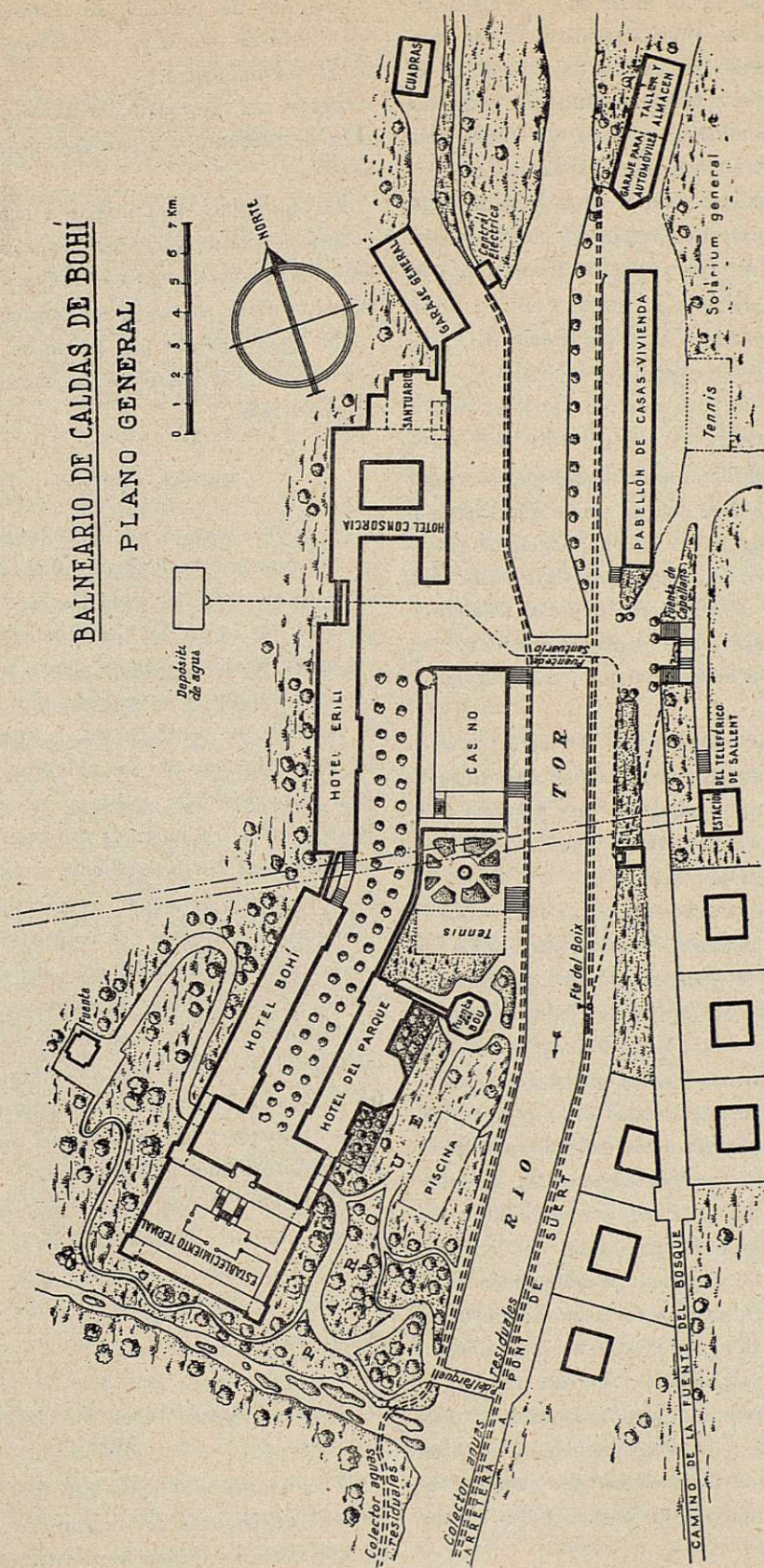
BALNEARIO DE CALDAS DE BOHI

AEROPUERTO

0 2 4 6 8 10 Km



BALNEARIO DE CALDAS DE BOHI PLANO GENERAL



la nueva puerta que se ha de abrir en la fachada lateral y principal que se construya cara al río, con amplio pórtico remontado con esbelta torre de 45 m. de altura, provista de reloj y rematada con una escultura en piedra de Nuestra Señora, de 5 m. de altura, que pueda ser iluminada eléctricamente por la noche.

Unos pórticos a entrambos lados de la fachada principal, ponen en comunicación el de la puerta lateral con las edificaciones del Balneario, de forma que con la nueva decoración del templo, ofrezca un conjunto de dignidad proporcionada a la importancia de las reformas y ampliaciones de aquél.

DISPOSICIÓN GENERAL DEL BALNEARIO

Como se indica en el plano núm. 4 se proyecta, como vía principal, un paseo de 20 m. de ancho que, partiendo del hotel actual y siguiendo aproximadamente el camino existente, sube en pendiente uniforme hasta una plaza porticada de 20 x 40 m. en la que se levanta el Establecimiento Termal. A la derecha de este paseo, se dispone la construcción de dos hoteles y a la izquierda otro hotel y el Casino.

Entre los expresados edificios y el río, se dispone el Parque, con piscina de agua caliente al aire libre y pista de tennis, en el que se habilita una pequeña edificación para cobijar el manantial o Fuente del Bou y la instalación hidroterápica anexa.

En longitud de 500 m. se encauza el río Tor, sobre el que se proyectan dos puentes. Además, por ambos lados del encauzamiento se dispone un paseo, ensanchado el de la orilla izquierda con amplia calzada correspondiente a la carretera de acceso al Balneario. En este paseo se proyectan diversas casas-torres con jardín, un pabellón con diez casas-viviendas y un garaje y taller en su parte alta, adscrito al servicio de autobuses.

Frente al puente principal se dispone, en la orilla derecha, una plaza de 30 x 50 m., y otra de 30 x 30 metros en la orilla izquierda, presidida, del lado del monte, por la Fuente de Capellans, debidamente decorada, de la que parte un camino de 10 m. de ancho en sus 160 m. primeros y de 5 m. en el resto, que conduce al manantial o Fuente del Bosque. En este camino se dispone otras casas-torres con jardín, la estación elevatoria de agua potable y la estación interior del teleférico de Sallent, para el fácil acceso al manantial ferruginoso de la Montaña y a las instalaciones anexas al mismo.

Más allá del pabellón de casas-viviendas se proyecta otra pista de tennis y, a continuación, el solarium general del Balneario.

Detrás del Santuario, se ubica otro garaje para coches de turismo, y separadas unos 50 m. de éste, las cuadras.

Las aguas del manantial o Fuente de la Tartera, se conducen al Establecimiento, pero cobijando el mismo se construye una pequeña edificación a la que conduce desde la plaza porticada un camino de 5 m. de ancho.

En lugar elevado del monte de la orilla derecha y por encima del Balneario, se instalan los depósitos de agua potable.

ESTABLECIMIENTO TERMAL

De dimensiones 40 x 50 metros aloja en su interior los tres manantiales de las estufas naturales y éstas mismas, así como el de Santa Lucía. Además se conducen hasta él, las aguas del inmediato de la Tartera.

Consta de semi-sótanos, planta baja y tres pisos. En los semi-sótanos (con ventanas al Parque) y planta baja se instalan un centenar de cuartos de baño, además de los de duchas, piscina cubierta, salas de inhalaciones, pulverizaciones, masajes sub-acuáticos, baños de barro y otros tratamientos hidroterápicos. La parte de la planta baja correspondiente al ángulo de la izquierda de la puerta principal, se reserva a la Dirección administrativa y médica del Balneario.

La mitad, aproximadamente, del primer piso, se destina a las instalaciones terapéuticas de carácter eléctrico, lumínico, etc. La otra mitad, a oficinas de correos, teléfonos, transportes por carretera y aéreos, servicios de abastecimiento, electricidad, agua potable, funiculares, deportes y diversiones, así como para despacho de las Autoridades gubernativas.

El segundo piso se reserva para habitación de huéspedes de honor y altos cargos de la Sociedad propietaria del Balneario, y el tercer piso para vivienda del personal subalterno adscrito a los servicios generales del mismo.

HABILITACIÓN DE MANANTIALES Y ACCESOS A LOS MISMOS

El manantial o Fuente del Bou, en el centro del Parque, así como el del Bosque, se sitúa en el interior de edificios de forma muy parecida, compuestos de

planta baja de forma octogonal de 7 m. de lado y un piso, en los que se sitúan las instalaciones pertinentes (cuartos de baño y salas especiales).

Al manantial del Bosque, además del camino de acceso desde el Balneario, de un kilómetro de longitud, se puede llegar utilizando un funicular con estación inferior en la carretera, unida al Balneario por el servicio de autobuses del Lago Llebre y el de Pont de Suert.

Estas líneas de autobuses pasan, asimismo, junto al manantial o Fuente ferruginosa de San Nicolás, cuyas instalaciones, análogas a las de los del Bou y Bosque, se distribuyen en tres pisos para adaptarse a la situación de la fuente.

Al manantial o Fuente ferruginosa de la Montaña, situada a 2.100 m. de altitud, o sea, a 600 m. por encima del Balneario, se accede mediante un funicular que denominamos teleférico de Sallent, de unos 2.300 m. de longitud, cuya estación inferior se sitúa en la orilla izquierda del Tor, en las inmediaciones del puente principal. La estación superior forma el cuerpo central del edificio, cuyos laterales ocupan las instalaciones hidroterápicas, por un lado, y un restaurante, por el otro. Los pisos superiores se reservan para viviendas del personal adscrito a los servicios situados en el edificio y al de la central eléctrica inmediata.

Aparte la conducción de aguas de la Fuente de la Tartera, que, como se dijo, se verifica al Establecimiento Termal, se habilita el propio manantial con el correspondiente edificio, para facilitar la bebida de aquéllas en la misma fuente, a la que se accede desde la plaza porticada por un camino de 5 m. de ancho y unos 120 m. de longitud.

En los bajos del ángulo de la montaña del hotel actual, se habilita el propio manantial o Fuente de la Casa, asimismo, para bebida y baño.

REFORMA DEL HOTEL ACTUAL U HOTEL CONSORCIA

Previo derribo del edificio de las cuerdas, se prolonga el ala de Poniente del edificio actual, hasta formar un cuerpo simétrico con el de Levante, con sus correspondientes pórticos en la planta baja y por debajo del restaurante actual, de forma que comunique el paseo principal con el patio interior, debidamente restaurado, del edificio, patio interior, que, asimismo, se une, mediante una galería, con la nueva fachada del Santuario.

Se proyecta, para el hotel así reformado, 200 habitaciones y en los pórticos de la planta baja se instalan varias tiendas para la venta de diversos artículos.

Se le da el nombre de «Hotel Consorcio», en homenaje a la antigua y benemérita *Consortia* o Cofradía de Nuestra Señora de Caldas de Bohí, que celebraba sus reuniones en la gran sala de la casa o restaurante actual.

HOTELES BOHÍ, ERILL Y DEL PARQUE

Los dos hoteles que, según se dijo, se sitúan a uno de los dos lados del paseo principal se proyectan para 300 habitaciones cada uno. Son, exceptuados algunos detalles de ornamentación de la fachada principal, de iguales dimensiones 15 x 75 m. y constan de semi-sótanos, planta baja y seis pisos.

Se denominan de «Bohí» y «Erill», nombres, respectivamente, del valle en que está situado el Balneario, y del legendario Barón del famoso grupo de los nueve Barones de la Fama o Capitanes de la Reconquista de Cataluña.

En los semi-sótanos se instalan las cocinas, despensas, lavado, planchado, desinfección, cámaras frigoríficas, etc. En la planta baja el vestíbulo, restaurante, salones y otras dependencias generales, y en los pisos las 300 habitaciones con 100 cuartos de baño. Una galería porticada de 5 m. de ancho, corre a lo largo de la fachada en la planta baja. Están provistos de dos ascensores y de dos montacargas y de los correspondientes servicios sanitarios, de agua corriente, calefacción, etc.

El hotel del otro lado del paseo principal, u «Hotel del Parque», es de 15 x 60 m. y se proyecta para 200 habitaciones, todas ellas con cuarto de baño. Consta, asimismo, de semi-sótanos, planta baja y seis pisos y carece de la galería porticada en la fachada que da al paseo.

Dispone en la fachada que mira al Parque, en su tercio central, de un cuerpo de edificio saliente, de galerías de cristales que, al par que aumentan la capacidad y realzan la perspectiva del restaurante, proporcionan espaciosos anexos a cinco habitaciones de gran lujo en cada uno de los pisos.

La entrada principal del hotel se halla en el paseo y corresponde a los semi-sótanos, en los que se encuentra el gran vestíbulo que comunica por la fachada posterior con el solarium-jardín particular del hotel.

Además, uno de los ascensores del hotel sirve, por debajo del vestíbulo, a los pasos particulares cubiertos del hotel al Casino y al establecimiento del manantial o Fuente del Bou y Parque.

VIVIENDAS PARA FAMILIAS

En la orilla izquierda del río y con fachadas al paseo de acceso al Balneario y al camino de la Fuente del Bosque, se dispone la construcción de seis casas-torres con jardín, para vivienda de las familias que así lo prefieran, compuestas de diez amplias habitaciones, cocina y cuarto de baño, dispuestas entre planta baja y un piso.

Asimismo, se dispone en la misma orilla, enfrente del Santuario, un pabellón con diez casas-viviendas para otras tantas familias, compuestas de cinco habitaciones, cocina y lavabo, dispuestas en una sola planta.

GALERÍAS DE COMUNICACIÓN

Para el cómodo traslado, en caso de mal tiempo, de una a otra de las partes principales del Balneario, se dispone una galería general de comunicación de 5 m. de ancho con grandes pórticos, prolongación de las anteriormente citadas, que corren a lo largo de las fachadas de los hoteles «Bohí» y «Erill», la cual, salvando los desniveles entre el Establecimiento Termal y el «Hotel Consorcio» por un extremo y entre el propio establecimiento y el «Hotel del Parque» por el otro.

Como ya se dijo antes, esta galería, por los antiguos pórticos (debidamente restaurados) del patio del «Hotel Consorcio», se comunica a través del edificio con la puerta de la fachada principal del Santuario y se prolonga aún 15 m. más allá de ésta hasta el garaje.

Además de la galería anterior, se proyecta otra de dos metros de ancho, cubierta, que, parte de la parte superior del «Hotel Consorcio» y conduce, por el pasillo del tercer piso del «Hotel Erill» y por el del primero del «Hotel Bohí», hasta la plaza porticada, por encima de cuya galería se prolonga hasta el Establecimiento Termal, al que conduce, igualmente, por encima de los pórticos del otro lado de la plaza, la procedente del «Hotel del Parque». Esta galería cubierta, que tiene por objeto el paso protegido de los bañistas desde sus habitaciones al Establecimiento Termal, está provista de calefacción y situada a un mismo nivel. Esta circunstancia permite el traslado desde su ha-

bitación al Establecimiento, de bañistas especiales, en cochecitos que los ascensores de los hoteles pueden subir hasta la galería de comunicación. Además, tiene comunicación con la torre principal del Establecimiento Termal, la cual dispone, en su parte baja, de espaciosa cámara de cristales, para el cómodo traslado de pacientes delicados, desde los coches a su llegada, y ascensión por la torre hasta la galería, para su traslado a los hoteles en cochecitos dispuestos al efecto.

ENCAUZAMIENTO DEL RÍO TOR Y PUENTES

Para la pertinente seguridad de las construcciones y paseos del Balneario, así como para la estética del conjunto, se proyecta (plano núm. 4) el encauzamiento del río Tor en una longitud de 500 m., mediante dos muros distantes 20 m., con sus correspondientes barandillas. El de la orilla izquierda se dispone a continuación del de la carretera de acceso al Balneario.

Transversalmente al río, se disponen en el cauce los escalones necesarios para la mejor defensa de las márgenes en que se cimientan los muros de encauzamiento. Y mediante una escalera en el muro de la izquierda se descenderá a la Fuente del Boix debidamente habilitada.

Uniendo las dos orillas del tramo de río encauzado, se disponen dos puentes, uno, de 10 m. de ancho, frente a la Fuente de Capellans, en el sitio que aproximadamente ocupa la pasarela actual, que denominamos Puente del Santuario, y otro, de 5 m., al final del encauzamiento con acceso directo al Parque y que denominamos Puente del Parque. El primero, para paso de toda clase de vehículos y, el segundo, para paso exclusivo de coches de turismo.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Las riquísimas aguas potables de las fuentes de Capellans y del Boix se reúnen en un depósito subterráneo situado entre el paseo de la izquierda del río y el camino a la Fuente del Bosque, del que, mediante la correspondiente instalación elevatoria, se conducen por una tubería que atraviesa el río por el Puente del Santuario, a dos depósitos elevados, de 150 m³ de capacidad cada uno, de los que parte la red de distribución para los edificios de uno y otro lado del río. La disposición en dos depósitos del agua, tiene por objeto la inspección, limpieza y llenado dia-

rio de cada uno de ellos mientras se realiza el vaciado del otro.

La capacidad resultante representa una dotación de unos 100 litros por persona y día, cantidad más que suficiente, si se tiene en cuenta el gran consumo de agua que para bebida y baño tiene lugar procedente de los ríos manantiales minero-medicinales, además del río Tor y cascada de Sallent para combinar vistosos juegos de agua en el Parque y Casino.

ALCANTARILLADO

Dos colectores principales, uno, por cada paseo lateral, por el que circulan dos derivaciones de aguas del río Tor, recogiendo las aguas residuales procedentes de los colectores secundarios correspondientes a los diversos edificios y las desaguan al río, 500 metros aguas abajo de la confluencia al mismo del Sallent, cuya corriente es atravesada por debajo de su cauce por el colector de la orilla derecha.

SERVICIO ELÉCTRICO

La central eléctrica actual del río Tor, de 40 C. V., sería insuficiente para atender al nuevo servicio eléctrico que las necesidades de la ampliación del Balneario requieren, lo mismo en cuanto a su iluminación que en lo referente a los ascensores y montacargas, en número de, lo menos, 16, dos funiculares, maquinaria del aeropuerto y para el abastecimiento de agua potable, lavado, desinfección, planchado, cámaras frigoríficas, etc., etc.

En su consecuencia, se reforma la central actual, al objeto de doblar su potencia y se proyecta una nueva central de 400 C. V. ubicada junto a la estación superior del teleférico de Sallent que aprovecha las aguas procedentes del Lago Gémenes. Asimismo, la correspondiente línea de transporte de energía.

DEPORTES Y DIVERSIONES

Como complemento de las construcciones propiamente dichas del Balneario, se dispone, para esparcimiento de bañistas y visitantes, diversas construcciones e instalaciones de carácter deportivo y recreativas, las cuales, unidas a las interesantes excursiones a los muchos lagos y picos de hasta más de 3.000 m. de altitud, facilitadas algunas de ellas por

las carreteras y funiculares del proyecto, y a los placeres de los aficionados a la pesca y a la caza (incluso caza mayor), harán sumamente agradable la estancia en el Balneario, por mucho que se prolongue, incluso en caso de tiempo desapacible.

Con las aguas de la salutífera Fuente del Bou a 34°, se dispone en el Parque una piscina al aire libre de 15 x 33 m., rodeada de su correspondiente playa de césped, la cual por la composición y temperatura de sus aguas, además de su situación a 1.500 m. sobre el nivel del mar, constituirá un notable ejemplo de instalación de este género, difícilmente imitable.

En el Parque se proyecta, asimismo, la construcción de una pista de tennis entre el «Hotel del Parque» y el Casino. Otra pista de tennis se sitúa en la orilla izquierda del Tor entre el pabellón de casas-viviendas y solarium general.

En el Lago Llebreta, junto al muelle del aeropuerto, se dispone para los aficionados al remo un depósito de barcas con que pasear y pescar en el lago.

Los restaurantes de Sallent y del Lago, con su cómodo acceso, respectivamente, por el teleférico y el servicio de autobuses, ofrecerán igualmente sus atractivos a los concurrentes a los mismos.

En el solarium general, provisto de toldos y de sillas-hamacas, se ofrecerá tranquilo reposo a los aficionados a la lectura al aire libre, a los baños de sol, o a la simple contemplación de la Naturaleza.

Finalmente, se proyecta la construcción de un Casino en el centro del Balneario, entre el «Hotel Consorcio» y el Parque, compuesto de un edificio de 30 x 50 m. y una terraza-jardín, parte cubierta por amplia galería de 5 x 30 m., adornada con esbeltas columnas, y parte, al aire libre, de 25 x 30 m. entre plantas y flores rodeando un pequeño pabellón circular de 5 m. de diámetro, para conciertos musicales. El edificio del Casino se compone de semi-sótanos al nivel de la terraza-jardín, planta baja y dos pisos. Una parte del mismo, de 25 x 40, se destina a sala de espectáculos con platea y un piso, y el resto se distribuye entre el vestíbulo, gran galería interior de descanso (con comunicación directa con el hotel del parque) y dependencia de juegos de salón en la planta baja, biblioteca y salas de reunión y descanso en el primer piso, y café en los semi-sótanos con salida a la terraza-jardín. El segundo piso se destina a vivienda del personal encargado del Casino.

INSTALACIONES INDUSTRIALES ANEXAS

Como anexas a la explotación del Balneario, y a base de las aguas de los distintos manantiales, se proyectan diversas instalaciones de aprovechamiento industrial, que se ubicarán, según el caso, en las inmediaciones del Balneario o en otro lugar adecuado.

Las meritadas instalaciones tendrán, entre otros objetos, la captación, envase y expedición, en las mejores condiciones, de excelentes aguas de mesa y para diversos usos terapéuticos, así como la fabricación de jabones de tocador especiales, comprimidos, pastas dentrificas, etc.

CONCESIONES LEGALES Y EXPROPIACIONES

La realización del presente proyecto requiere la expropiación de algunos terrenos, lo mismo en las inmediaciones que en las orillas del Lago Llebreja y en las fuentes ferruginosas y del Bosque (funicular), además de los necesarios para la construcción de la carretera a Pont de Suert y ramal de la misma al aeropuerto.

Aunque es de suponer que se han de encontrar para la construcción de la carretera facilidades por parte de los propietarios de los terrenos afectados, sería conveniente proceder para ello de acuerdo con la Diputación Provincial de Lérida, para aprovecharse, en su caso, de las subvenciones que oportunamente debieron ofrecer los Ayuntamientos y particulares interesados en la construcción de una carretera análoga con motivo del concurso abierto por la expresada Diputación para la formulación del plan aprobado el año 1926.

Ultimado el proyecto de carretera, debe someterse, en cuanto al empalme con la de Pont de Suert a Viella, a informe de la Jefatura de Obras Públicas de Lérida, y, por lo que respecta a los tres puentes sobre el río Tor y a los dos sobre el de San Nicolás, debe someterse a la aprobación de la Jefatura de Aguas de la cuenca del Ebro.

La concesión de las líneas de autobuses debería solicitarse de la expresada Jefatura de Obras Públicas, y, para las líneas telefónicas, podría intentarse un acuerdo con la Compañía Telefónica Nacional de España.

En cuanto a la concesión de la línea aérea Barcelona-Caldas de Bohí (Lago Llebreja), puede solicitarse del Ministerio del Aire y explotarse directamente, o bien otorgarse un contrato con la Compañía de líneas aéreas «Iberia, S. A.», para la explotación de la línea.

Además, deberán solicitarse las concesiones relativas al teleférico de Sallent y al funicular de la Fuente del Bosque, así como la de la Central y línea de transporte desde la Central de Sallent al Balneario y al aeropuerto.

De la Jefatura de Aguas de la cuenca del Ebro deberá solicitarse la autorización para el encauzamiento del río Tor y cruce de éste con las tuberías de agua potable, así como el aprovechamiento de aguas para el alcantarillado. Igualmente, por su mediación, la pertinente concesión de reforma del aprovechamiento de aguas de la central eléctrica actual y la concerniente al de la nueva central de Sallent, así como la autorización para la instalación del plano inclinado del aeropuerto a orillas del Lago Llebreja.

Asimismo, las correspondientes concesiones industriales de ampliación y de nueva industria, por lo que a las eléctricas y demás instalaciones industriales se refiere, por mediación de la Delegación de Industria correspondiente.

Finalmente, las autorizaciones que, en su caso, procedan, para las nuevas instalaciones hidroterápicas, deberán solicitarse de la Dirección General de Sanidad, de acuerdo con el Estatuto sobre la explotación de manantiales de aguas minero-medicinales de 25 de abril de 1928.

PRESUPUESTO

Como por las circunstancias actuales, el presupuesto de las obras integrantes del proyecto no puede tener el mismo valor que en épocas de estabilidad económica completa, se sobreentiende que las cantidades que figuran en el mismo, más que prudentes aproximaciones del efectivo coste de las obras, son solamente para dar idea de la totalidad del capital necesario para su realización, el cual, si bien sujeto a oscilaciones de difícil determinación, considerado en su conjunto no se ha de apartar, por ahora, mucho del valor consignado, gracias a las compensaciones de diversa índole a que puede estar sujeto. Este presupuesto, cuyo detalle se relaciona por separado, asciende a la cantidad de 25.000.000 de pesetas.

CONCLUSIÓN

Con la exposición que precede, creemos haber dado una idea general lo suficientemente clara y concreta

del proyecto de reforma del Balneario de Caldas de Bohí, para que, junto con los planos y presupuesto que se adjuntan, pueda servir de base para el trazado de las directrices en que debe apoyarse el correspondiente plan financiero que haga factible la realización del proyecto, y, como consecuencia, el cálculo del interés del capital que sea preciso invertir en el negocio.

La Sociedad que para el desarrollo de éste se constituyese, que podría denominarse «Aguas de Bohí S. A.», debería, como es natural, proceder, como iniciación de su cometido, a formular los proyectos de detalle de las diferentes construcciones e instalaciones, paralelamente a la tramitación de las pertinentes concesiones y a las expropiaciones; todo lo cual estimamos de una duración de unos cinco años, teniendo en cuenta que no todos los meses del año son apropiados para los trabajos de esta índole en el valle de Bohí, y que los hábiles para ello coinciden, en gran parte, con la temporada oficial del Balneario.

Del Consejo de Administración de la Sociedad podría formar parte el prefecto de la *Consortia* o Cofradía de Ntra. Sra. de Caldas de Bohí, lo cual sería conveniente que, con las modificaciones necesarias, se restableciera, para auxiliar al Rvdo. P. Prior del Santuario en la promoción de actos de honor a Nuestra Señora y de festivales religiosos en el Balneario. Paralelamente, un miembro del meritado Consejo podría figurar entre los de la Junta de Gobierno de la *Consortia*. Así se continuaría, en cierto modo, con el ejemplar espíritu que informó en tiempos pretéritos aquellas sabias normas directrices de buena administración del Balneario, emanadas de la benemérita institución, las cuales, al par que a la recuperación de

la salud corporal, tendían a la espiritual de los bañistas, fervorosos devotos todos en un principio de María Santísima, bajo la advocación de Nuestra Señora de Caldas de Bohí.

De esta manera, se establecería desde un principio en la nueva época que para la historia del Balneario empezara, la hermosa continuidad apuntada, simbolizada en el siglo XIV, en que tuvo lugar el milagroso hallazgo de la imagen de Nuestra Señora, por aquella capillita, la pobre cabaña cobijando una tosca bañera de madera, y el pastor; más tarde por el Santuario, la Hospedería y casa de baños y la *Consortia*, que tendrían como dignos sucesores en lo futuro el magnífico Santuario reformado, las modernas construcciones e instalaciones del presente proyecto y el Consejo de Administración de «Aguas de Bohí, S. A.», debidamente coordinado con la Junta de Gobierno de la *Consortia*.

La Madre de Dios no dejaría sin su protección una tal simbólica coordinación de intereses que supiese lograr la eficacia de un tal cometido, y vería, además, reparado con la rotunda realidad de su inspiración y del monumento levantado a su honor y gloria, la desaparición o destrucción de su sagrada imagen, que los tiempos venideros exhibirían, no sólo de nuevo en su propio camarín, sino en el lugar más elevado de la edificación más alta del Balneario, para consuelo y aliento de bañistas, visitantes y pastores, que no dejarían ya más de prodigarle sus filiales miradas y sentidas jaculatorias, al consultar, de día, el reloj de su torre, o atraídos, de noche, por su blanca figura fuertemente iluminada, destacando sobre el fondo del cielo inmenso, tachonado de relucientes estrellas.

Barcelona, 27 de junio de 1942.

PRESUPUESTO

COMUNICACIONES

	Pesetas	Pesetas		Pesetas	Pesetas
<i>Carreteras</i>			<i>Suma anterior</i>		2.755.000
Carretera de la de Pont de Suert a Viella al Balneario (20 km.)			<i>Funiculares</i>		
Explanación:			Teleférico de Sallent (Fuente de la Montaña)		
10 km. terreno llano, a 40.000 ptas.	400.000		3 soportes de cemento armado	30.000	
10 km. terreno accidentado, a 60.000.	600.000		2 macizos de anclaje	10.000	
Obras de fábrica:			Maquinaria y cables	150.000	
12 pontones, a 6.000 ptas.	72.000		2 estaciones	20.000	
Puente sobre el río Tor	75.000		2 garitas	10.000	
Puente sobre el río San Nicolás. ...	45.000				220.000
Muros y muretes	100.000		Funicular de la Fuente del Bosque (130 metros)		
Firme:			Explanación: 130 m., a 6.000 ptas.		
1,5 m ³ . × 20.000 × 20 ptas.	600.000	1.892.000	los 100 m.	7.800	
Ramal de la carretera anterior al aeropuerto (Lago Llebreja) (4 km.)			Obras de fábrica	5.000	
Explanación:			Carriles y traviesas	50.000	
4 km. en terreno accidentado, a pesetas 60.000	240.000		2 estaciones	20.000	
Obras de fábrica:			Maquinaria y cable	25.000	
3 pontones, a 6.000 ptas.	18.000		2 coches	20.200	
Puente sobre el río San Nicolás ...	45.000				128.000
Muros y muretes	20.000		<i>Paseos y caminos</i>		
Firme:			Movimiento de tierras	100.000	
1,5 m ³ . × 4.000 × 20 ptas.	120.000	443.000	Paseos: 10.000 m ² , a 20 ptas.	200.000	
<i>Línea aérea</i>			Caminos: 7.500 m ² , a 10 ptas.	75.000	
Aeropuerto (Lago Llebreja)					375.000
Plano inclinado	25.000		<i>Puentes</i>		
Maquinaria y cable monta-aviones...	12.000		Puente del Santuario (10 m. ancho) ...	55.000	
Hangar	60.000		Puente del Parque (5 m. ancho)	40.000	
Taller y almacén	25.000				95.000
Escalera y muelle	10.000		<i>Reforma del Santuario</i>		
Oficinas, restaurante y viviendas ...	25.000		Capilla del Santísimo Sacramento (ensanche lateral izquierdo)	50.000	
Avión para ocho pasajeros		157.000	Decoración templo	50.000	
Cuatro embarcaciones		2.000	Ensanche lateral derecho y nueva fachada	100.000	
<i>Líneas telefónicas.</i>			Torre (45 m. altura)	200.000	
Línea telefónica del Balneario a Pont de Suert o a Espot (20 km.)			Escultura de Ntra. Sra. (con iluminación)	5.000	
Colocación de postes: 333, a 35 ptas.	11.655		Campanas y reloj	25.000	
Tendido del hilo: 40 km., a 75 ptas.	18.000				430.000
333 postes en bosque, a 30 ptas. ...	9.990		<i>Hoteles y viviendas</i>		
Transporte de postes, a 100 ptas. km.	2.000		Hotel Bohí (300 habitaciones)		
666 soportes y aisladores, a 10 ptas.	6.660		Cimientos (excavación): 3.375 m ³ , a 25 ptas.	84.375	
40.000 m. de hilo de 2 mm. de diámetro	40.000		Mampostería en muros: 3.150 m ³ , a 100 ptas.	315.000	
Varios	695	89.000	Cubierta: 2.000 m ² , a 150 ptas. ...	300.000	
Línea telefónica del Balneario al aeropuerto (4 km.)		22.000	Pavimentos: 7.875 m ² , a 100 ptas....	787.500	
<i>Suma y sigue</i>		2.755.000	Tabiques: 11.500 m ² , a 20 ptas. ...	230.000	
			Servicios y mobiliario: 300 habitaciones, a 6.000 ptas.	1.800.000	
			Decoración y varios: 300 habitaciones, a 500 ptas.	150.000	
			Imprevistos	33.125	
			<i>Suma y sigue</i>		3.700.000
					7.703.000

	Pesetas	Pesetas		Pesetas	Pesetas
<i>Suma anterior</i>		7.703.000	<i>Suma anterior</i>		20.963.000
Hotel Erill (300 habitaciones) por comparación con Hotel Bohí		3.700.000	Alcantarillado:		
Hotel del Parque (200 habitaciones) por comparación con Hotel Bohí		3.700.000	2 colectores principales: 1.000 m., a 100 ptas.	100.000	
Reforma Hotel Consorcia (200 habitaciones) por comparación con Hotel Bohí y habitación bajos para tiendas		525.000	10 colectores secundarios: 500 m., a 50 ptas.	25.000	125.000
Galerías de comunicación		100.000	Servicio eléctrico:		
Garaje general		50.000	Reforma central eléctrica actual (de 40 a 80 C. V.	80.000	
Viviendas para familias:			Nueva central eléctrica (Sallent) de 400 C. V.	800.000	
6 casas-torres con jardín, a 50.000 pesetas	300.000		Línea de transporte de energía al Balneario y aeropuerto	300.000	1.180.000
10 casas-viviendas, a 25.000 ptas. (pabellón)	250.000		Servicio de autobuses: garaje, taller, viviendas y tres autobuses para 25 pasajeros		350.000
Cuadras generales		550.000	<i>Encauzamiento del río Tor</i>		
<i>Servicio hidroterápico</i>		20.000	1.000 m. muro (3.000 m ³ de mampostería)	300.000	
Establecimiento Termal:			Escalonamiento del cauce	50.000	350.000
Excavación en cimientos	80.000		<i>Deportes y diversiones</i>		
Mampostería en muros	400.000		Piscina de agua de la Fuente del Bou.		20.000
Cubierta	350.000		Dos pistas de tennis		10.000
Pavimentos	500.000		Parque y jardines		200.000
Tabiques	200.000		Casino:		
Decoración	300.000		Excavaciones, cimientos y obras de fábrica	1.000.000	
Instalaciones hidroterápicas	1.500.000		Decoración	100.000	
Otras instalaciones	500.000		Mobiliario de la sala de espectáculos.	50.000	
Varios	170.000		Juegos de salón	95.000	
		4.000.000	Mobiliario de salones y de café	100.000	
Habilitación de manantiales:			Biblioteca	50.000	
Fuente del Bou	100.000		Instalaciones varias	100.000	
» del Bosque	75.000		Pabellón de música del jardín	5.000	1.500.000
» de la Tartera	25.000		<i>Concesiones legales y expropiaciones</i>		
Fuente de la Montaña (con restaurante y viviendas)	150.000		Concesiones legales y expropiaciones ...		302.000
Fuente de San Nicolás	75.000				
» de Capellans	25.000				
» del Boix	5.000				
		455.000			
<i>Otros servicios generales</i>					
Abastecimiento de agua potable:					
Instalación elevatoria	50.000				
Depósitos elevados (2 de 150 m ³ cada uno)	10.000				
Tuberías de impulsión y de distribución	100.000				
		160.000			
<i>Suma y sigue</i>		20.963.000	<i>TOTAL</i>		25.000.000

N.º 127. - El desarrollo del helicóptero y su influencia en los problemas del urbanismo

Autores: D. BENJAMÍN LLORCA GISBERT y D. JACOBO VALDÉS PEDROSA

Ingenieros Aeronáuticos, y

D. ANTONIO COLL SANCHO y D. JOSÉ FERRAGUT PÒU

Arquitectos

CAPÍTULO PRIMERO

CONSIDERACIONES GENERALES

A partir del momento en que los procedimientos ofensivos del arte de la guerra hicieron inútiles los cinturones amurallados a los que las ciudades confiaban su seguridad, se hacen más y más grandes las superficies urbanizadas, de tal forma, que, como dice muy bien Alomar en su *Teorías de la ciudad*, el derribo de estos cinturones «determinó una verdadera explosión de las ciudades, que en pocos años vieron poblar en una forma más o menos extensiva y desordenada una zona alrededor de los antiguos muros, mucho más extensa que el núcleo de la ciudad vieja... La gente huía del agobio de las estrechas calles en fenómeno colectivo de claustrofobia, impulsada por razones de naturaleza diversa, desde el deseo de disfrutar de mayor contacto con la Naturaleza hasta la necesidad de encontrar terrenos para edificar a pre-

cio más bajo que el de los solares disponibles en las zonas centrales.»

Debido a varios factores, la superficie de los núcleos urbanos se ha visto siempre aumentar en progresión creciente sin que, hasta la fecha, se haya podido encontrar la fórmula de evitar y hasta humanizar estas desorbitadas expansiones.

Las ciudades siguen atrayendo económicamente al hombre del campo, su desarrollo comercial e industrial es cada vez mayor, y monopolizan la centralización de los principales elementos culturales, museos, universidades, escuelas especiales, etc., etc. Este expansionismo se ve también fomentado por el desarrollo cada vez más perfecto del sistema de transporte de personas, de víveres y abastecimiento de agua, luz, etcétera. Pero también es sabido de todos los urbanistas, que si los cascos urbanos crecen en progresión aritmética, el volumen del transporte humano lo hace en progresión geométrica y esta circunstancia plantea pro-

blemas de gran importancia, que se han ido resolviendo más o menos acertadamente mediante la busca de otros planos de circulación distintos del determinado por el sector urbano.

De esta forma se llegó a enterrar parte del tráfico bajo los cimientos de la ciudad construyendo los «metropolitanos», y, con ello, un plano inferior de circulación. En otros casos, se ha recurrido a planos superiores, utilizando el espacio aéreo de las ciudades, y trenes en vías sustentadas por horrorosas y trepidantes estructuras férreas. Este inhumano y atroz procedimiento urbano de transporte, utilizado especialmente en Nueva York, parece llamado a desaparecer, pero no así la idea de utilización para el tráfico del espacio aéreo de la ciudad o planos superiores de circulación, y la aviación es la llamada a resolver este problema.

Hasta ahora no podía pensarse en esta utilización, porque la aviación necesita grandes superficies para el aterrizaje de sus aviones, circunstancia imposible de armonizar con las que determinan el planteamiento del problema del tráfico urbano, pero actualmente, los perfeccionamientos logrados en las aeronaves, de despegue vertical y aterrizaje en superficies poco mayores de las determinadas por las palas de los rotores, hace prever la no muy lejana utilización práctica de esos planos superiores de circulación por medio de los helicópteros.

Este es el objeto del presente trabajo, en el que tratamos de estudiar, aunque sea ligeramente, la influencia que, el actual y, sobre todo, el futuro desarrollo de método tan notable de transporte como es el helicóptero, pueda producir sobre los planes de urbanismo.

Comienza el trabajo con breve resumen histórico del desarrollo del helicóptero, desde los diseños de Leonardo da Vinci, hasta el vuelo del aparato de Igor Sikorsky. Se continúa con el estudio del estado actual del desarrollo del helicóptero, su gama de empleos y las direcciones principales de su desenvolvimiento y se hacen a continuación amplias hipótesis sobre su futuro.

Basándose en estas hipótesis se comienzan a estudiar las modificaciones que en la futura planificación de las ciudades pueda producir el amplio empleo de un medio de transporte que, al triplicar las velocidades

de los actuales, no precisan otra vía para su desplazamiento que el aire y para sus paradas superficie poco mayor que la cubierta por sus rotores, como ya hemos dicho.

Se pasa a estudiar a continuación la posible descentralización de las ciudades, solución adoptada y prevista por los principales urbanistas. Sabido es que la centralización, como la teoría contraria, tiene sus ventajas y sus inconvenientes, y que en los tratados de urbanismo se consideran estos problemas desde los distintos puntos de vista que ofrecen. Estas consideraciones no tienen cabida en los estrechos límites impuestos a nuestro modesto trabajo; por ello, sólo expresamos nuestra inclinación y creencia de que prevalecerán los criterios humanistas, y de que, en una ciudad donde la higiene, el sol y la alegría de vivir no sean privilegios de una clase escogida, ha de llegar forzosamente al reinado de la teoría de la descentralización. Estos razonamientos nos hacen prever denso servicio interurbano de centro a centro de población.

Se hace, por último, un estudio de las modificaciones que en los proyectos de edificios han de hacerse para considerar las sobrecargas en sus cubiertas cuando éstas han de emplearse como helipuertos, y se determinan las superficies que han de reservarse en los parques o plazas, para estaciones de tráfico aéreo en el caso de emplearse este sistema.

CAPÍTULO II

HELICÓPTEROS

BREVE RESEÑA HISTÓRICA

La idea del helicóptero, aparato más pesado que el aire, que pudiera mantenerse en vuelo por la simple acción de una hélice de eje vertical, es muy antigua. En estado embrionario podemos ver al helicóptero en el antiguo juguete denominado «peonza china», una hélice que, puesta con el eje en posición vertical, era sometida a rápido movimiento de giro, y que, luego, soltada, ascendía a bastante altura. Se cree que este juguete es muy antiguo, pero, no obstante, los primeros diseños que se conservan, de un helicóptero rudimentario, proceden de Leonardo da Vinci. Este espíritu inquieto y genial dejó entre gran número de diseños de máquinas voladoras, uno en el que la

idea del helicóptero está claramente expuesta. Una gran hélice o más bien espiral de eje vertical, debía producir la fuerza necesaria para el vuelo. Como casi todas las ideas de Vinci, no pasó de su fase embrionaria, y aunque parece que llegó a construir pequeños modelos, la idea no podía prosperar por ser excesivamente avanzada para su tiempo (1452-1519).

El primer modelo de helicóptero de reducida escala del que se tienen noticias ciertas de que volase es el construido en 1784 por Launoy y Bienvenu, presentado en el mismo año en la Academia de Ciencias de París. Era un pequeño aparato dotado de dos hélices coaxiales que giraban en sentidos contrarios impulsadas por un motor de resorte.

Durante el final del siglo XVIII y durante todo el siglo XIX, múltiples modelos de helicópteros dotados de motores de todo tipo, incluso pequeños y ligerísimos motores de vapor, consiguen elevarse y hacer pequeños vuelos. Son débiles balbuceos de una idea que va tomando forma. Entre los que ocuparon de estos pequeños modelos podemos citar a Cayley Ponton D'Amecourt, Pomes y de La Pauze, Penaud, Philips, Cartel, Melikoff, Formanini y A'Parsons; todos ellos construyeron modelos en pequeña escala, pero ninguno, por falta de capacidad técnica en la industria de aquellos días, pudo intentar el vuelo pilotado. Hubo que esperar hasta los primeros años del siglo XX para ver el primer helicóptero que se elevó con un hombre a bordo.

Fué el helicóptero de Leger, pero este aparato, dotado de motor eléctrico, recibía la energía desde el suelo mediante un cable; era, pues, un helicóptero cautivo. Los ensayos se multiplicaron en los años siguientes, y los hermanos Duffaux, Cornu, Karman, Papin y Rully (con un curioso aparato dotado de un rotor monopala autopropulsado por la reacción de aire previamente comprimido por el motor, y expulsado por una tobera en los extremos), Breguet y C. Richet (primer helicóptero que, sin recibir la potencia del suelo, logró elevarse con un piloto a bordo), Berlinet, Curtis y otros muchos que harían la relación interminable, construyeron múltiples modelos que volaron, pero sin tener, resueltos los problemas de estabilidad, mando y seguridad en caso de parada de motor.

Notables son los vuelos de Oemichen, que consigue volar por primera vez en 1924 y cubrir una distan-

cia de un kilómetro en circuito cerrado. En este aparato, el mando se obtenía por múltiples hélices secundarias, de paso variable y reversible.

El Marqués de Pescara aborda en sus tres modelos el problema del mando por actuación sobre el rotor y la toma de tierra con motor parado. Resuelve el primero por el cambio del alabeo de las palas en sus dos rotores coaxiales al pasar por planos determinados, o sea, por un mando cíclico del paso, obteniendo de esta forma mando transversal, longitudinal y de dirección. El problema de aterrizaje a motor parado, lo resuelve cambiando la incidencia de las palas para convertir el rotor en molinete, con lo que caía así hasta las proximidades del suelo, momento en el que se aumenta bruscamente el ángulo de ataque de las palas del rotor, aprovechando la energía cinética adquirida por éste en su descenso para dar una fuerza sustentadora que amortiguase el choque. Si el procedimiento de mando parece racional, y es, en esencia, el que actualmente se emplea, el procedimiento de toma de tierra resulta a todas luces muy aleatorio y de dudoso buen éxito. De todas formas ese helicóptero, del que se construyeron, como hemos dicho, tres modelos sucesivos y en los cuales el problema del par de reacción estaba resuelto con el empleo de dos rotores coaxiales que giren en sentido contrario, no llegó nunca a dar más que pequeños saltos.

Otra solución curiosa la presentan los helicópteros de Hellesen-Kahan y de Isacco, en los cuales el rotor era automotor y estaba dotada la pala de un motor normal provisto de una hélice tractora; de esta forma se evitaba el par de reacción. En cuanto al mando, se verificaba también por cambio de alabeo en las palas del rotor. Esta orientación de rotores automotores se estudia intensamente en la actualidad, como solución de los problemas que en el helicóptero introduce la existencia de complicado grupo de elementos necesarios para transmitir la potencia del motor al rotor.

El autogiro de La Cierva consiguió ser una realidad, y sus soluciones sencillas y geniales de articulación en las palas, mando por acción simple sobre el rotor y, sobre todo, el descubrimiento del fenómeno de autorrotación, empieza a tener influencia sobre los proyectistas de helicópteros. La demostración de que un aparato de ala giratoria puede volar, anima a muchos investigadores a estudiar este problema, sus estu-

dios teóricos permiten mejor conocimiento del comportamiento del rotor, y sus soluciones prácticas facilitan la obtención de autogiros cada vez mejores y, de rechazo, abren el camino para llegar a un helicóptero eficiente.

Con las directrices aplicadas en la construcción de autogiros, construyeron Breguet y Dorand, en 1935, en Francia, su helicóptero, en el cual están resueltos los problemas del mando por acción directa sobre el rotor y toma de tierra con motor parado. Durante sus pruebas, este aparato evolucionó perfectamente y en vuelo horizontal consiguió alcanzar velocidades de más de 90 Kms. por hora, lo que representa gran avance con respecto a todos los modelos que hasta la fecha se habían construido. Aunque este aparato parecía ofrecer muy buenas posibilidades, apenas fué desarrollado y su buen éxito fué apagado muy pronto por la aparición inmediata del notable F. W - 61, proyectado por H. Focke, que superó notablemente todas sus actuaciones. En este aparato (que por sus perfectas cualidades de maniobrabilidad pudo volar hasta en local cerrado) se experimentó por primera vez la transición del helicóptero al autogiro. El 19 de mayo de 1937 el piloto Rohlfis paró el motor a 400 m. de altura, y dos segundos después entraba en planeo normal con sus dos rotores en autorrotación. Este aparato, que representaba ya solución total de todos los problemas inherentes al helicóptero, siguió desarrollándose durante la guerra mundial, pero ésta hizo más difícil la obtención de informaciones sobre su desarrollo, al par que las necesidades bélicas de armas, de más urgente empleo, retrasaban éste; no obstante, parece que algunos tipos llegaron a emplearse en misiones de carga y abastecimiento militar.

Por la misma época, los hermanos Weirs, interesados hacía tiempo en la construcción de autogiros proyectaron y construyeron en Inglaterra el W-6, que voló con muy buen éxito. La guerra mundial detuvo también su desarrollo.

Por último, en los Estados Unidos de Norteamérica, Igor Sikorsky, ruso de nacimiento, naturalizado después en los Estados Unidos, y que ya en 1909 había trabajado en el campo de los helicópteros, resumiendo sus experiencias construyó, en colaboración con la casa «Vought», su V-S-300, el cual voló en 1939 por primera vez. En sucesivos vuelos mejoró todas las mar-

cas hasta entonces existentes, y su buen éxito dió la señal para el comienzo del rápido desarrollo de ese tipo de aparatos. Para dar idea de la amplitud de este desarrollo, diremos que en la actualidad trabajan en la fabricación de estos aerodinos unas 15 casas, sólo en los Estados Unidos, y algunas más en Inglaterra y Francia. En cuanto al volumen de producción la casa Sikorsky afirma haber producido en estos últimos años más de 700 aparatos, y la «United Helicopters» inauguró a finales de 1948 una fábrica preparada para producir dos aparatos diarios.

Es, pues, cierto y real que, aun sin apenas haber salido de su fase experimental los múltiples usos en los que el helicóptero se muestra insustituible, han hecho que su producción alcance ya alto nivel.

CAPÍTULO III

ESTADO ACTUAL DEL DESARROLLO DEL HELICÓPTERO

Con un período de apenas diez años, entre los que hay que contar con seis de guerra, durante los cuales hubo de subordinarse a necesidades bélicas más urgentes, este aerodino ha tenido desenvolvimiento notablemente rápido, en el que han influido el adelanto obtenido en los grupos motores, el buen conocimien-

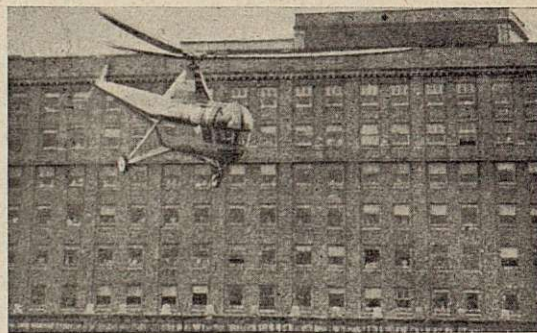


Foto 1.

Helicóptero Sikorsky tomando tierra sobre una terraza.

to aerodinámico de los problemas de las hélices y las facilidades técnicas de la industria. De esta forma el helicóptero ha pasado en pocos años, de mera curiosidad, a ser aparato con amplios usos. El gran número de casas que hoy lo fabrican y el volumen de fa-

bricación de aquéllas (a pesar del alto precio por unidad a que hoy resultan) demuestran que este aparato ha venido a llenar de manera satisfactoria una serie de misiones en las que no admite competencia (fot. 1).

El hecho de ser el campo de investigación aeronáutica casi inagotable, da como consecuencia la multiplicidad de soluciones dadas a los diversos problemas. Helicópteros de un solo rotor con diversas soluciones para compensar el par de reacción, de dos rotores coaxiales; de dos rotores colocados en ambos lados del fuselaje, en «tandem» con sus ejes muy próximos y entremezclando sus palas por medio de un sistema de sincronización; aparatos de tres rotores, aparatos con rotores autopropulsados con motores de reacción (estato-reactores y pulso-reactores colocados en los extremos de sus palas), gran variedad en el sistema de obtener la estabilidad y el mando sobre las palas, desde el servo-rotor Hiller al mando por alerón auxiliar de Kaman; desde la pértiga de balanceo de Bell al sistema clásico de Sikorsky, gran diversidad de grupos motores, en línea de cilindros opuestos o en estrellas, pero todos ellos refrigerados por aire, y distintos sistemas de obtener la circulación de aire sobre el motor, desde ventiladores calados directamente sobre el eje motriz a sistemas que aprovechan la velocidad de salida de los gases de escape para crear una aspiración de aire. Esta gran diversidad de modelos y soluciones demuestran dos cosas: una, el gran interés que se centra sobre este aerodino; otra, que la mejor solución de cada problema está por encontrar. Aunque empleado ampliamente, tanto por las fuerzas ar-

madas como en usos civiles, el helicóptero no ha salido aún de la fase de tanteos en busca de su forma definitiva.

A pesar de ello, los resultados obtenidos en estos pocos años de trabajo intenso son notables. Recuérdese que hace apenas doce años el F. W.-61 causó sensación cuando logró volar, con sólo su piloto a bordo, a 122 Km. por hora de velocidad y recorrer una distancia de 200 Km. Hoy esta cifra se ha elevado notablemente, y así, por ejemplo, el Kellet H-10, con capacidad para 10 pasajeros y 2 tripulantes, desarrolla la velocidad máxima de 200 Km., velocidad de crucero de 150 Km. hora y tiene autonomía de más de 500 Km. Además, por ser bimotor, puede volar perfectamente con un solo motor y conservar aún cierta capacidad ascensional, y puede asimismo tomar tierra sin motor a muy escasa velocidad horizontal en el momento del contacto con el suelo (fot. 2).

Para dar idea de las cualidades de los aparatos hoy en uso, damos a continuación las características de unos cuantos, considerados como lo más importantes.



Foto 3.
Bell 47-D.

Bell. 47 D.—Biplaza para usos industriales (fot. 3).
Velocidad máxima, 92 millas/hora al nivel del mar.
Velocidad de crucero, 85 millas/hora ídem id.
Techo (vuelo vertical), 5.300 pies.
Velocidad ascensional (vuelo vertical), 400 pies/minuto.
Máxima velocidad ascensional, 1.025 pies minuto.
Radio de acción, 212 millas.
Peso máximo, 2.200 libras.
Peso en vacío, 1.482 libras.
Capacidad de gasolina, 33 galones.
Relación carga total peso en vacío, 0.48.
Carga por caballo, 12,5 libras/caballo.
Carga en el disco del rotor, 2,28 libras/pie.
Motor Franklin 6 V 4-178 B 32 de 178 caballos al despegue.



Foto 2.
Kellet H-10.

Hiller 360.—Triplaza de usos industriales (fot. 4).
Velocidad máxima, 84 millas hora.



Foto 4.
Hiller 360.

Velocidad de crucero, 75 millas hora.
Techo de servicio, 10.000 pies.
Velocidad ascensional (vertical), 400 pies/minuto.
Velocidad ascensional máxima, 900 pies/minuto.
Radio de acción, 200 millas.
Relación carga total peso en vacío, 0,55.
Motor Franklin 6 V 4-178 B 33 de 178 caballos al despegue.
Precio en el año 1949: 19.950 dólares.



Foto 5.
Sikorski S-51 tomando tierra de noche.

Sikorski S-51.— Cuatro plazas, transporte pasajeros (fot. 5).

Velocidad máxima, 103 millas hora.
Velocidad de crucero, 85 millas hora.
Techo (vuelo vertical), 3.500 pies.
Velocidad ascensional (vertical), 200 pies/minuto.
Máxima velocidad ascensional, 100 pies/minuto.
Capacidad de gasolina, 100 galones.
Radio de acción, 255 millas.
Carga por caballo, 11,8 libras/caballo.
Carga en el disco del rotor, 2,93 libras/pie cuadrado.
Peso máximo, 5.300 libras.
Peso en vacío, 3.795 libras.
Relación carga de total a peso en vacío, 0,39.
Motor Pratt Whitney R 985-B 4 de 450 caballos de despegue.
Precio (marzo de 1949): 80.000 dólares, incluido todo el equipo.

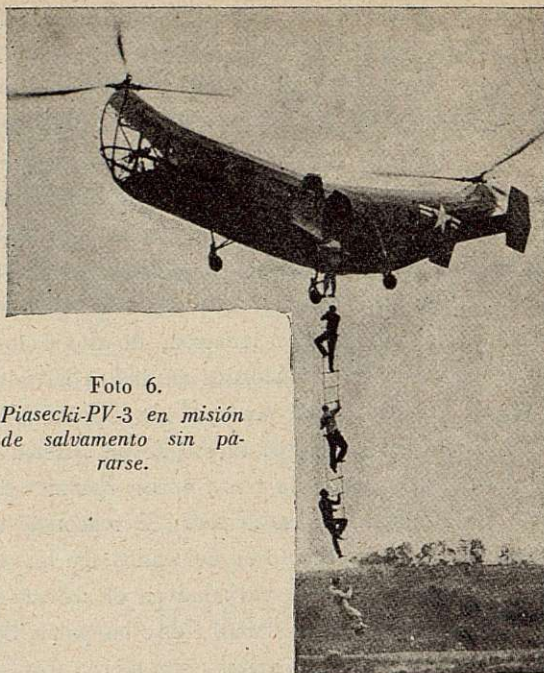


Foto 6.
Piasecki-PV-3 en misión de salvamento sin pararse.

Piasecki PV 3.— Pasajeros y carga, 8 ó 10 plazas (fot. 6).

Velocidad máxima, superior a 100 millas hora.
Velocidad de crucero, 90 millas hora.
Techo (vuelo vertical), 4.000 pies.
Velocidad ascensional (vertical), 400 pies/minuto.
Máxima velocidad ascensional, 800 pies.
Radio de acción, 300 millas.
Peso por caballo, 10,8 libras/caballo.
Carga en la superficie del rotor, 2,67 libras/pie.
Peso máximo, 6.900 libras.
Peso en vacío, 4.800 libras.
Relación de la carga total a peso en vacío, 0,43.
Gasolina, 100 galones.

CAPÍTULO IV

UTILIZACIONES MÁS CARACTERÍSTICAS DEL HELICÓPTERO

Terminado el breve resumen de los tipos más importantes hoy en uso, vamos a pasar a dar algunos datos sobre los empleos del helicóptero, más abundantes de día en día. Las especiales cualidades de este aparato, que le permiten despegar y posarse verticalmente en cualquier clase de terrenos (incluso, dotándolo de flotadores, en zonas pantanosas o de marismas), permanecer en vuelo estático sobre aquellos puntos donde la vegetación a la especial configuración del terreno le impida hacerlo, cargando y descargando así material

y personal sobre puntos de otra forma prácticamente innacesibles, la posibilidad de volar lentamente y a baja altura y, por último, el gran efecto de dispersión que la corriente descendente del rotor produce

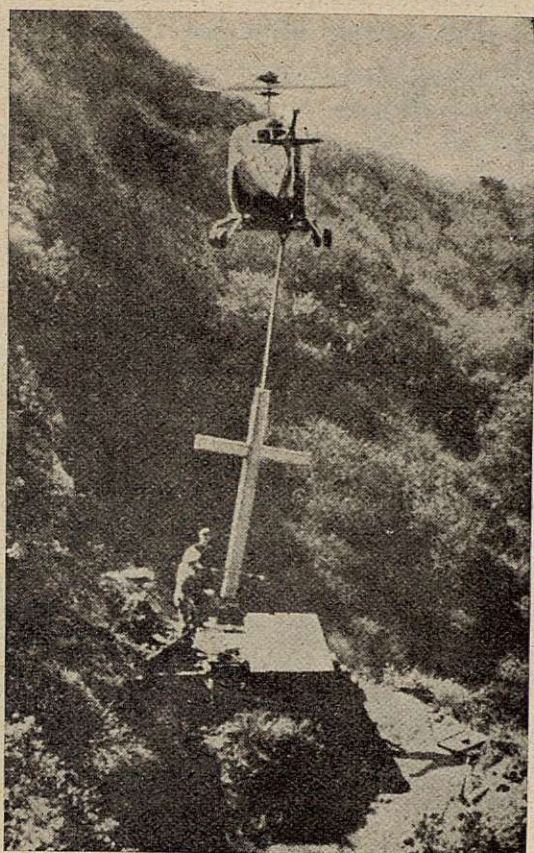


Foto 7.

Bell 47-D transportando materiales sin pararse.

sobre productos desinfectantes, líquidos soltados desde a bordo, hacen este aparato insustituible en múltiples misiones, de las que vamos a detallar algunas (fotos 7 y 8).



Foto 8.

Helicóptero en misiones de fumigación.

En el campo bélico se emplea como aparato de enlace y de observación del tiro, como aparato transporte de mandos, para transportar combatientes a retaguardia de las líneas enemigas, como ambulancia aérea, como aparato de salvamento y como aparato de vigilancia de costas y fronteras.

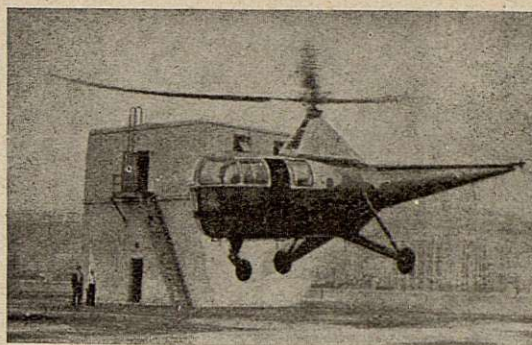


Foto 9.

Despegue de un helicóptero dedicado al transporte postal de la terraza de la Oficina Central de Correos de Los Angeles.

En el campo civil se usa para la vigilancia de incendios en los bosques, para labores agrícolas, para levantamiento de planos, para trabajos de inspecciones geológicas, para la inspección de oleoductos y líneas eléctricas en terrenos de difícil acceso, para el gobierno del tráfico de las grandes poblaciones, para fines policíacos en grandes puertos, para misiones de ayuda y salvamento, como ambulancia en casos espe-



Foto 10.

Sikorski H-19, de 12 plazas.

ciales, como transporte de correo en poblaciones de gran desarrollo (como la ciudad de Los Ángeles), y hoy se estudia su uso para el transporte de pasajeros desde las oficinas centrales de las compañías aéreas hasta los aeropuertos, evitando así el lento camino a través de líneas urbanas sobrecargadas de tráfico (fotos 9 y 10).

Para los fines de este estudio son principalmente interesantes las dos últimas modalidades de empleo que nos demuestran que, aún en el actual estado de desarrollo, este aparato puede tener ya influencia sobre los planes de urbanismo, aunque, por el momento, la escasa extensión de su empleo apenas la hace apreciable.

El helicóptero no ha acabado de encontrar su forma definitiva, no tiene un sistema de mando igual en todos los tipos, no cuenta con un motor especialmente diseñado según sus necesidades, pues ha tenido que adaptarse a los modelos usados en los aeroplanos. Hasta el momento los helicópteros llevan totalizadas más de 80.000 horas de vuelo (Dr. Alexander Klemmin, *Aero Digest*, noviembre de 1949); la experiencia acumulada en estos vuelos no es suficiente para dar origen a normas de construcción tan completas como las actuales en uso para los aviones. Al ser, por tanto, menos conocidas las solicitaciones a que sus diversas partes puedan encontrarse sometidas, han de emplearse para el cálculo del helicóptero factores de seguridad que, un mejor conocimiento de las solicitaciones, podrá ayudar sin duda a reducir, permitiendo de esta forma aligerar su peso estructural, con las consiguientes ventajas en cuanto a mejoramiento de sus características. Son problemas también de consideración su escasa capacidad de carga y su escasa velocidad, que da origen a mayor número de combustible por pasajero y kilómetro, lo que, unido a su mayor coste inicial y a sus más elevados gastos de conservación con relación a un avión, hacen que sólo para misiones especiales puedan competir con aquéllos.

Enfocando nuestro estudio de manera puramente objetiva, vamos a tratar de formar una idea del posible desarrollo del helicóptero con revista, aunque sólo sea de manera ligera, a sus principales problemas, para tratar, aunque de forma harto aventurada, de las posibilidades futuras de su desarrollo.

Es evidente, por ejemplo, que el rotor tiene que girar a velocidad tal que la velocidad aerodinámica en la punta de la pala que avanza contra el viento relativo de la marcha, no exceda una cierta fracción de la velocidad de propagación del sonido. Como los helicópteros desarrollan en la actualidad velocidades máximas de traslación que rebasan los 200 Km. por hora o, lo que es lo mismo, 55 metros por segundo, no

nos quedan para velocidad periférica del rotor más que unos 250 metros por segundo, y aún esta velocidad ha de reducirse bastante, pues, al aproximarse a un número de marcha igual a 0,7, se empieza a tener pérdidas de rendimiento, y así, las velocidades normales en punta de pala no suelen pasar hoy día de los 150 metros segundo, y sólo en casos especiales (rotores autopropulsados por motores de reacción) la velocidad sube hasta 180 a 190 metros por segundo con objeto de buscar mejor rendimiento del grupo motor. Limitada por este concepto la velocidad en el extremo de la pala, queda reducida la posibilidad de construir rotores de gran diámetro, ya que, si bien podrían construirse teóricamente de cualquier tamaño, recurriendo a la solución de hacerlos girar lentamente, esto lleva consigo el aumento de la zona muerta, en la cual, durante el movimiento de avance del aparato, la velocidad del viento de la marcha es mayor que la velocidad de giro de la pala que se traslada a favor del viento, y esto obliga a iniciar la parte activa o sustentante del rotor a una cierta distancia del buje, con el consiguiente aumento del peso muerto estructural. Si unimos a esto los efectos de la fuerza centrífuga que se opone también al empleo de rotores de gran tamaño, vemos la razón de por qué los mayores hoy contruídos no rebasan los 20 metros de diámetro. Esto lleva consigo que, al aumentar el tamaño del

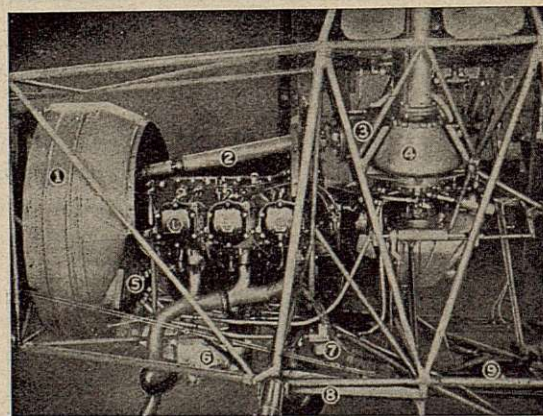


Foto 11.

Grupo motor-transmisión en el helicóptero Kaman K-190.

- 1.-Ventilador de refrigeración.—2.-Eje de transmisión de potencia.—3.-Unidad de rueda libre.—4.-Árbol principal de transmisión.—5.-Radiador de aceite.—6.-Toma de aire del carburador.—7.-Filtro de aceite.—8.-Barra de torsión del tren de aterrizaje.—9.-Alojamiento del acumulador.

helicóptero, éste obligará a aumentar el número de rotores, y esto nos lleva a considerar el punto más delicado del actual helicóptero, que es el grupo reductor-transmisión-embague y órganos de mando. Al aumentar el número de los rotores se multiplican estos problemas y aumentan su coste inicial y su coste de entretenimiento, pues este complejo grupo de órganos es hoy el punto débil de estos aparatos. No obstante, en este orden de ideas no parece que haya otra solución, y así vemos que el mayor helicóptero construido hasta la fecha, el «LA CIERVA AIR HORSE», con un peso máximo de 17.500 libras, tiene tres rotores de 13,6 metros de diámetro, y, si bien el empleo de tres rotores simplifica (a juicio de los proyectistas de este aparato) los problemas de anulación del par de reacción y del mando de balanceo y cabezada, es indudable que, al multiplicar por tres los órganos del man-



Foto 12.
El La Cierve Air Horse.

do sobre las palas y las transmisiones, y añadir a esto los mecanismos de sincronización del mando sobre los tres rotores, no puede decirse que ayude a la simplificación del problema (fot. 11 y 12).

Solución brillante de los principales problemas que hacen del helicóptero un aparato caro y de elevado coste estructural, se presenta con la solución del rotor auto-motor. El motor se traslada a la punta de las palas y se substituye el clásico motor de explosión alojado en el fuselaje por mucho más ligeros motores de reacción fijos en los extremos del rotor, o bien (solución intermedia) haciendo que un motor clásico comprima aire y lo lleve, a través del buje y de las palas, hasta unas toberas situadas en el extremo de las mismas, y dotándolas de un quemador de gasolina que incremente el efecto de reacción. Tanto una solución como otra representa gran ventaja de suprimir total-

mente el elemento transmisor de potencia y hacer desaparecer el par de reacción, con lo cual todo el mecanismo necesario para la anulación de este par puede suprimirse. En los tipos de motor autopropulsado por motores de reacción, a estas ventajas se unen la del notable ahorro de peso, producido por la substitución



Foto 13.
Mc. Donnell Little Henry de rotor autopropulsado por estado-reactores.

del motor alternativo por el motor de reacción, lo que representa economía de peso en el grupo motor del orden del 60 por 100. Uniendo todas estas ventajas, llegaríamos a helicópteros mucho más económicos de coste inicial por la simplificación de sus elementos me-

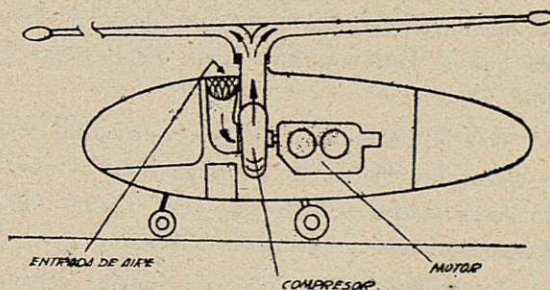


Fig. 1.
Helicóptero dotado de rotor automotor impulsado por una solución mixta de aire precomprimido por el motor y toberas (con sus correspondientes quemadores) en las puntas de las palas del rotor.

cánicos, y, por la misma razón, mucho más ligeros. A cambio de esto, hemos de considerar que esta solución representa algunos problemas de difícil solución (fot. 13 y fig. 1).

Es el primero la disminución del rendimiento del grupo motor, mucho más bajo, por el momento, en los

motores de reacción que en el clásico motor alternativo. A éste se suman los problemas inherentes a la dosificación de combustible (que ha de variar con la posición de la pala respecto al viento relativo), los problemas de arranque y variación de la potencia, en fin, todos los problemas que presenta los estado-reactores y pulso-reactores, motores de reciente invención y no muy bien estudiados todavía.

Sobre las posibilidades de este tipo de aparato podemos citar las opiniones de J. Friedemberg, de la «Roters Jets Inc.».

J. Friedemberg comienza por admitir que el consumo de combustible de aparato de rotor autopropulsado por estado-reactores es cuatro veces mayor que el de un helicóptero, dotado de un motor alternativo de equivalente potencia, y que la mayor velocidad en las puntas de las palas del rotor (necesaria para el buen funcionamiento de este tipo de motor) produce aumento de pérdidas por resistencia inducida, pero a favor del primer tipo aduce:

1.º Que la supresión del embrague, reductor, transmisión y mecanismo corrector del par ahorra un 15 % de la potencia instalada que se perdería, si no, por este concepto.

2.º Que el precio del keroseno, que es el combustible que estos motores emplean, es un tercio del precio de la gasolina. Debemos hacer constar que este razonamiento perdería parte de su valor en el momento en que el keroseno fuese más ampliamente empleado.

3.º Que la disminución del peso estructural permitiría elevar la relación de la carga total al peso en vacío desde 0,40 a 0,70 o más (esta afirmación parece algo optimista a juicio de A. Klemin).

4.º La posibilidad de volar a la misma velocidad de crucero con potencia más reducida.

De estos cuatro puntos, y operando con los resultados obtenidos con un rotor monopala experimental, llega a la notable conclusión de que el uso de rotores autopropulsados por motores de reacción, podría significar un ahorro en precio de combustible de 1/2 sobre un helicóptero normal. Si a esto unimos el ahorro de precio inicial producido por la simplificación obtenida con la supresión del grupo transmisor de potencia y la substitución de motor alternativo por motores de reacción mucho más sencillos y de más eco-

nómico entretenimiento, se comprende que esta solución puede llegar a ser de gran interés. Naturalmente que si bien el funcionamiento resultaría más económico por las razones anteriormente expuestas, es evidente que muchas de estas ventajas se anularían al considerar que, para radios de acción algo elevados, el peso de combustible que haya que transportar haría disminuir fuertemente la capacidad del aparato para transportar carga de pago (pasajeros o mercancía).

Para orientarnos sobre la influencia que el radio de acción puede tener sobre las ventajas de los diversos tipos de helicópteros, adjuntamos a continuación un gráfico dado por el Dr. Alexander Klemin, en un artículo publicado por el «Aéro-Digest», en mayo de 1949.

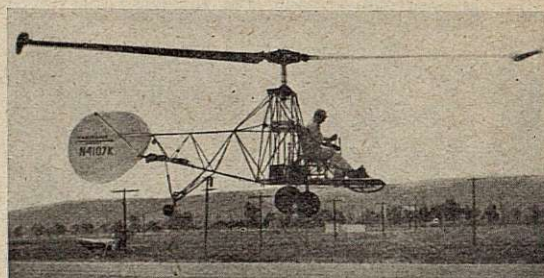


Foto 14.

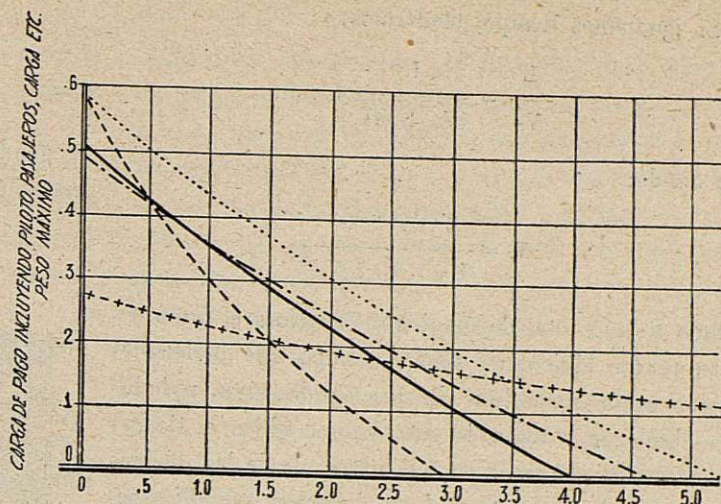
Marquardt Whirlajet con rotor automotor propulsado por pulso-reactores.

En el trabajo citado, Klemin analiza las diversas ventajas e inconvenientes de este tipo de helicópteros y estudia los dos tipos experimentales hoy en vuelo en los Estados Unidos de Norteamérica (el Whirlajet de Marquardt, dotado de pulso-reactor, y el Little Henry, de la Casa Mac Donnell, con estado-reactor), y llega a la conclusión de que, para transporte en distancias cortas, este tipo supera netamente al modelo normal. En el adjunto gráfico se comparan con el tipo normal cuatro tipos diferentes de helicópteros, de rotores automotores, y en el se ve que el tipo más prometedor es el dotado de pulso-reactores, con el que (según los razonamientos de Friedemberg) no sólo el transporte resulta más económico, sino que en distancias de hasta 3,5 horas de vuelo, la capacidad de carga es mayor. Los sistemas de autopropulsión por aire comprimido por un motor alternativo, si bien demuestran buenas características con el sistema de compa-

- ROTOR CON PULSORREACTORES
- SISTEMA DE COMPRESOR Y QUEMADORES EN LAS PALAS
RELACION DE COMPRESION 3.
- SISTEMA DE COMPRESOR Y QUEMADORES EN LAS PALAS
RELACION DE COMPRESION 2.
- + + + + SISTEMA CONVENCIONAL
- ROTOR CON ESTATORREACTORES

NOTA

CURVAS OBTENIDAS SUPONIENDO QUE EL PESO DE LA ESTRUCTURA DEL FUSELAGE, ROTOR Y EQUIPO ES IGUAL EN TODOS LOS TIPOS E IGUAL A 0.42 DEL PESO MÁXIMO.



VARIACIÓN DE LA RELACIÓN CARGA DE PAGO / PESO MÁXIMO EN FUNCIÓN DE LA AUTONOMÍA EN HORAS DE VUELO PARA 4 TIPOS DE HELICÓPTERO DE ROTOR AUTOMOTOR

Gráfico núm. 1

ración usado en el adjunto gráfico, no representan tan alta economía de coste inicial y de coste de entretenimiento, ya que, si bien en ellos el grupo transmisor de potencia y corrector de par desaparece, es sólo por ser substituído por un compresor, una canalización de aire hasta las palas y una tobera con su correspondiente quemador en las puntas de éstas, lo que, unido a la necesidad de emplear gasolina (de precio más elevado que el keroseno) para el funcionamiento del grupo moto compresor, anulan en parte las ventajas obtenidas con el uso de un rotor automotor. Eligiendo, pues, un tipo dotado de pulso-reactores, este aparato (cuando su estudio y desarrollo quede ultimado) podrá superar netamente las características de los actuales helicópteros y, con ello, ayudar a conseguir notable avance en el amplio empleo de estos aparatos (fot. 14).

Son notables las razones citadas por J. P. Chawla, en su tesis para el grado de Profesor en Massachusetts Institute of Technology, en defensa de posibilidad del empleo del helicóptero en líneas cortas de transporte. Este autor, parte del empleo del helicóptero de tipo normal y supone que en unos pocos años el desarrollo

de estos aparatos permitirá el que alcancen velocidades de crucero de 110 millas por hora, y en la misma época los aviones de transporte usados en las mismas distancias alcanzan las 210 millas/hora de velocidad de crucero (ambas suposiciones parecen acertadas), y llega a la conclusión de que el empleo de helicópteros representará en distancias cortas, no sólo ahorro de tiempo, sino también mayor economía.

Para llegar a esta conclusión, descompone la velocidad real de un avión entre dos puntos, con suma de velocidades que lleva el avión sobre el recorrido, más o menos la componente de la velocidad del viento reinante sobre la trayectoria, más un tiempo que denomina tiempo de maniobra. Con estos datos, y llamando:

L = Distancia que se ha de recorrer.

V_r = Velocidad real.

V_{cr} = Velocidad normal de crucero en vuelo horizontal.

V_v = Velocidad de la componente del viento según la ruta.

t = Tiempo total de maniobra.

Si igualamos tiempo, tendremos:

$$\frac{L}{V_r} = \frac{L}{(V_{cr} \pm V_v)} + t$$

de donde:

$$V_r = \frac{L(V_{cr} \pm V_v)}{L + t(V_{cr} \pm V_v)}$$

como tiempo total de maniobra considera el autor (y nos parece lógico) no sólo el tiempo que invierte el avión en las maniobras de carga y descarga, rodadura, despegue y toma de ruta, sino también el tiempo que emplea el pasaje en trasladarse desde las oficinas centrales al campo de vuelo y el tiempo que allí espera, para embarcarse en el avión. Para estos tiempos toma los siguientes valores: media hora para trasladarse desde la oficina central al aeropuerto, 7,5 minutos de espera en éste para embarcar, cinco minutos para la operación de embarque y, por último, 7,5 minutos de rodaje, despegue y puesta en ruta del avión, esto da un tiempo total:

$$t_1 = 1h\ 40'$$

contando las operaciones realizadas por partida doble, o sea, en ambos extremos de la línea. Si consideramos que para el helicóptero los tiempos de espera en el aeropuerto para embarcar y el tiempo necesario para subir a bordo, permanecen iguales que en el caso del avión y que para el acceso al aeropuerto, desde la oficina central, en vez de treinta minutos, sólo son necesarios 7,5 minutos, pues aquél puede estar en el corazón de la ciudad, e incluso en las terrazas de la oficina central, veremos que el tiempo t_2 para el helicóptero, se reduce a

$$t_2 = 40'$$

considerando que el helicóptero no necesita rodar para alcanzar el punto de despegue, ni emplea tiempo apreciable para ponerse en ruta.

Si igualamos ahora en la ecuación anteriormente planteada, las velocidades reales del avión y del helicóptero, tendremos, suponiendo el viento nulo y numerando con el subíndice 1, las cantidades referentes al avión, y con subíndice 2, las referentes al helicóptero

$$\frac{L \cdot V_{cr1}}{L + t_1 \cdot V_{cr1}} = \frac{L \cdot V_{cr2}}{L + t_2 \cdot V_{cr2}}$$

$$L = \frac{t_1 - t_2}{\frac{1}{V_{cr2}} - \frac{1}{V_{cr1}}} = \frac{(t_1 - t_2) \cdot V_{cr2} \cdot V_{cr1}}{V_{cr1} - V_{cr2}}$$

y dando a t_1 , t_2 , V_{cr1} , V_{cr2} , los valores anteriormente mencionados tendremos:

$$L = \frac{(1.666 - 0.666) \cdot 210 \times 110}{210 - 110}$$

de donde

$$L = 231 \text{ millas} \cong 370 \text{ kilómetros}$$

en esta distancia se igualan, pues, los tiempos invertidos para transportar un pasaje (de oficina central a oficina central) por un avión y por un helicóptero en caso de viento en calma. Si suponemos un viento de 20 millas por hora en dirección opuesta a la trayectoria y repetimos los cálculos anteriores, llegaremos a obtener:

$$L_v = 171 \text{ millas} \cong 275 \text{ kilómetros}$$

Vemos, pues, que en distancias más cortas que las últimamente mencionadas (ya que un viento de 20 millas por hora, o sea, 32 kilómetros por hora, puede considerarse caso desfavorable), el transporte por helicóptero representa un ahorro de tiempo para el pasaje o mercancía que precise transportar.

Pasemos al segundo punto, o sea, la mayor economía del transporte por helicóptero. Para defender este punto, J. P. Chawla hace notar que, aun repartiéndose los gastos de amortización y conservación de los aeropuertos en forma tal que las compañías aéreas o los aviones privados pagan en los Estados Unidos de América, sólo el 24,3 % de su valor total, esta cantidad es suficientemente elevada para que se pueda pensar que el empleo de un aparato cuyas necesidades, en cuanto a pistas de despegue, reducen en un 90 % las de los aparatos de alas fijas, pueda conducir a fuertes economías no sólo en los presupuestos de las compañías aéreas, sino también a elevada reducción en los presupuestos estatales, provinciales y municipales, dedicados a favorecer el tráfico éreo. Como consecuencia de este trabajo de Chawla, se puede ver cómo el empleo del helicóptero, aun dentro de un normal y próximo desarrollo (sin contar para nada con la brusca mejora que en sus características puede introducir el empleo de rotores automotores), puede representar una

gran conquista en el campo de los transportes por vía aérea sobre distancias cortas.

Aún nos queda por considerar un tipo de aparato cuyo desarrollo revolucionaría totalmente los actuales conceptos sobre el transporte aéreo, no sólo para distancias cortas, sino para cualquier tipo de distancia. Nos referimos a los trabajos realizados últimamente, con objeto de llegar a un aparato que, al despegar y aterrizar como un helicóptero, pudiese volar como un

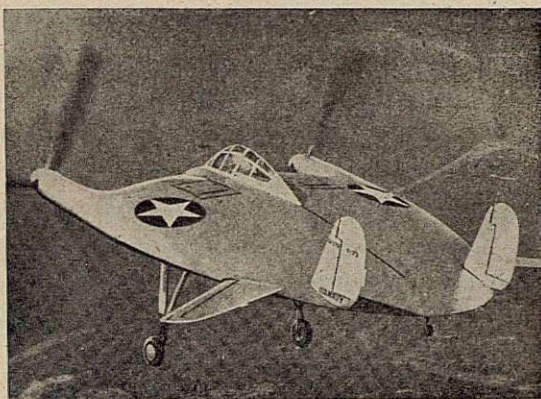


Foto 15.
El Vought-Zimmerman XFU-1 llamado Flying Pancake.

avión. En este campo se ha trabajado bastante en estos últimos años, y entre los que a este problema dedicaron sus esfuerzos, podemos citar a A. Young, D. Prince, Charles Zimmerman, W. Lawrence, Le Page, V. Issacco, E. Burke, Wilford, A. Gazda y G. P. Herrick. Sus trabajos no han pasado aún de una fase de diseño, y solamente C. Zimmerman, en colaboración con la casa Vought, ha llevado a la realidad un proyecto de este tipo, el XF. U-1, llamado FLYING Pancake, con objeto de estudiar los problemas de estabilidad en vuelo y, sobre todo, durante la transición de vuelo como helicóptero a vuelo como avión. El modelo volante en cuestión no abordaba aún totalmente el problema de la toma de tierra y despegue vertical; se limitaba a reducir mucho la velocidad de transición horizontal durante estas maniobras sin disminuir la velocidad máxima; resulta de esta forma un aparato con mucha mayor gama de velocidades que los aviones clásicos. Los restantes trabajos llevados a cabo en este campo de investigación, no han pasado de su fase de anteproyecto; a pesar de ello, dos orientaciones dife-

rentes se marcan con claridad en los proyectos en estudio (fot. 15).

Primero, aparatos que al conservar toda apariencia de un avión normal están dotados, además, de uno o más rotores de eje vertical, que una vez el aparato en vuelo se oculta en el fuselaje, o bien se coloca en la posición de mínima resistencia y, en algunos casos, por ejemplo, en los trabajos de V. Issacco, disminuye grandemente de tamaño, por ser sus palas telescópicas. En esta orientación trabajan Gazda, Wilford y Herrick.

Segundo, aparatos dotados de rotores cuyo eje puede pasar de la posición vertical a la horizontal, y permitir, de esta forma, utilizar el rotor como elemento sustentador durante el despegue, y como elemento tractor durante el vuelo. Dentro de este tipo, cabe distinguir dos variantes: a) El fuselaje del aerodino permanece siempre con su eje horizontal, y puede girar el eje de rotores 90° respecto al mismo, para llenar de esta forma las dos funciones sustentadora y tractora a él encomendada. Esta solución está preconizada por



Foto 16.
Convertiplano de Lawrence La Page.

Lawrence Le Page. b) Aparatos en los que la posición del eje del rotor respecto al cuerpo del aerodino, es invariable; en ellos ejecuta todo el conjunto el giro necesario para pasar a la posición de despegue a la de vuelo; a este tipo pertenece el Flying Pancake (fot. 16).

Todas las soluciones citadas anteriormente pueden quizá tener buen éxito, pero la última parece la más prometedora, por cuanto no implica complicaciones mecánicas suplementarias. No obstante, los problemas

de estabilidad y mando durante la transición del vuelo vertical al horizontal, así como el problema del alojamiento del pasaje y tripulación en las dos posiciones que el aerodino ha de tomar (fuselaje con eje vertical durante el despegue y casi horizontal durante el vuelo), parecen de consideración. Sea cual fuese la solución que definitivamente se imponga, no parece imposible que esta idea pueda llegar, en el plazo de algunos años, a introducir un factor importante en el campo de transporte aéreo, haciendo éste más rápido y económico, y quizá demostrando que los cuantiosos gastos hechos por toda la Nación en el desarrollo de un amplio plan de grandes aeropuertos fueron, si no inútiles, al menos excesivos. No obstante, esta futura solución no reviste excesivo interés en el estudio que nos ocupa (foto 17):



Foto 17.

Helicóptero Sikorski tomando tierra en el patio del pentágono de Washington.

1.º Porque su desarrollo (aunque se tenga gran fe en las posibilidades de la industria y en la capacidad técnica de los hombres dedicados a su estudio), parece más bien remoto y problemático.

2.º Porque aunque su desarrollo alcanzase excelente éxito, es poco probable que estos aparatos pudieran desplazar al helicóptero en el transporte para cortas distancias, que es, en resumen, el principal objeto de este trabajo. Dejando, pues, a un lado el estudio de este tipo de aerodino, centraremos nuestra atención sobre el helicóptero únicamente, y, para continuar el estudio de éste, debemos fijar las características que en un futuro próximo (diez años, por ejemplo) puede alcanzar este aparato.

IDEAS SOBRE HELIPUERTOS Y SUS NECESIDADES ELEMENTALES

Es difícil prever si alguna modificación revolucionaria en la estructura del helicóptero permitirá a este aparato desarrollarse más rápidamente al seguir unas directrices hoy insospechadas. De no ocurrir esto, el helicóptero seguirá un desarrollo que con relativa seguridad podremos prever, a grandes rasgos, extrapolar la curva de su desarrollo en estos últimos años. Siguiendo esta orientación, nos parece muy aventurado el prever la aparición dentro de pocos años de aparatos capaces de transportar 50 y más plazas a velocidades medias de cerca de los 200 kilómetros. Un aparato de este tipo, podría ayudar muy bien a las misiones de transporte urbano económico en poblaciones de núcleos diseminados, aun en las horas de más fuerte concentración de tráfico (horas de entradas y salidas del trabajo). Esta hipótesis no resulta excesivamente aventurada, ya que desde hace un par de años la casa Piascki tiene en estudio un aparato de esta proporción. Un aparato con capacidad de carga de 50 plazas, debe estar proyectado para carga de pago de unos 3.900 kilos, y calculando que el mejoramiento de la estructura del helicóptero y de sus grupos motores permita reducir la relación carga de pago, peso en vacío, especialmente en distancias cortas, puede pensarse que en el peso del aparato a plena carga no rebasaría las 8 toneladas. Si se supone también que la carga sobre la superficie barrida por el rotor llega a alcanzar los 15 kgs./m² (en la actualidad oscila alrededor de 14 kgs./m²), este peso total exigiría una superficie barrida por el rotor de unos 530 m²; superficie que puede ser cubierta por dos rotores de 20 m. de diámetro. Calculando que la longitud del fuselaje necesaria para alojar el pasaje y la garita de vuelo pueda ser de unos 15 m. de longitud y de unos 4 m. de anchura, las dimensiones generales de este aparato, si suponemos que los dos rotores están colocados con sus bujes en ambos extremos (delantero y trasero) del fuselaje, serían: Fuselaje longitud, 15 m.; anchura, 4 m.

Dimensiones inclusive superficie barrida por el rotor: longitud, 35 m.; anchura, 20 m.

Las restantes características de este aparato podrían ser similares a las que damos en el siguiente cuadro:

Modelo X.—Capacidad, 50 pasajeros y 2 tripulantes.

Velocidad máxima, 220 kilómetros hora.

Velocidad de crucero, 180 kilómetros hora.

Techo de servicio, 3.000 m.

Velocidad ascensional (vertical), 100 m./minuto.

Radio de acción, 500 kilómetros.

Carga por caballo, 8 kgs. caballo.

Carga en el disco del rotor, 15 kgs./m².

Peso máximo, 8.000 kgs.

Peso en vacío, 4.100 kgs.

Potencia instalada, 1.000 caballos.

Dejando ya a un lado nuestro futuro vehículo de transporte, algunas de cuyas características podrán parecer tan exageradas como hubiesen parecido (de haberlo podido imaginar) las de los actuales aviones a aquéllos que hace 20 años estudiaban su desarrollo, pasemos a considerar sus necesidades en cuanto a zonas necesarias para su despegue y aterrizaje. En este aspecto debemos decir, que si bien en vuelo con motor el helicóptero puede despegar y posarse verticalmente en una superficie que en cuanto a zona de apoyo no requiera más extensión que la cubierta por su tren de aterrizaje, y, en cuanto a zona libre de obstáculo, una mayor que la cubierta por sus rotores, no le ocurre lo mismo en el caso en que, por fallo del motor, haya de hacer esta maniobra en vuelo planeado con sus rotores en autorrotación. Sobre la forma de ejecutar esta maniobra y trayectoria que sigue el aparato durante ella, diserta O. L. L. Fizwillians, Ingeniero de la Casa «Westland Aircraft» (que construye helicópteros en Inglaterra) en trabajo presentado ante la *Helicopters Association* de la Gran Bretaña bajo el título de «*Algunos trabajos sobre aparatos de alas giratorias*». El citado autor analiza con bastante detenimiento las diversas fases de maniobra de este tipo, y llega a notables resultados teóricos que, unidos a algunos aspectos prácticos citados por Klemin en «*Aero Digest*» (enero 1949), parecen demostrar claramente que esta maniobra no representa dificultad excesiva, y que lo único que hay que tener en cuenta es que durante ella el ángulo de descenso del helicóptero es de unos 45°, y que llega al suelo con velocidad horizontal de unos 35 kilómetros por hora. Si se con-

sidera que es probable que las normas que en su día se fijan para la construcción de helipuertos, del mismo modo de las ya fijadas para la construcción de aeropuertos, exijan que en caso de parada de motor del aerodino durante el despegue, éste pueda detenerse sobre la misma pista, es necesario pensar que ésta en el caso de los helicópteros no puede tener dimensiones tan reducidas como en principio pudiésemos pensar; ahora bien, ¿qué dimensiones habremos de dar al helipuerto? ¿Hemos de considerar la parada de motor como todavía posible cuando el helicóptero está a 20 o a 100 m. de altura? En un avión, si durante la carrera de despegue fallan sus motores, ha de contar con pista suficiente para detenerse, pero si este fallo le ocurre cuando, ya en vuelo todavía bajo, se encuentra a final de aquélla, y, por tal motivo se ve obligado a hacer un aterrizaje forzoso fuera de la zona explanada, nadie sacará la conclusión de que por esa razón las actuales pistas han de prolongarse al doble de su presente longitud, por considerar que tal obra resultaría antieconómica, considerando la frecuencia de este posible accidente. De esta misma forma puede pensarse que si el fallo del motor del helicóptero durante el despegue ocurre a altura superior a unos 15 m. (altura a la cual el motor puede estar en funcionamiento a un régimen de potencia continua), no debe, lógicamente, el aparato contar con la posibilidad de encontrar todavía pista afirmada para hacer una toma de tierra según una trayectoria rectilínea. Fijando, pues, en 15 m. la altura máxima en que debe proveerse el aparato de medios para hacer una toma de tierra en caso de posible parada de motor, vemos que en el rumbo en que esté orientada la proa del aparato en el momento de despegue (no se puede hablar propiamente del sentido en que se hace el despegue, pues éste es vertical) deben darse a la pista dimensiones suficientes para que desde dicha altura el helicóptero pueda hacer una toma de tierra en autorrotación. Suponiendo que durante 13 m. el aparato desciende con ángulo de 45°, durante los 2 m. con un ángulo de 20° y, por último, toca el suelo con velocidad horizontal de 35 kms. hora y necesita para detenerse distancia de 10 m., tendremos que, para efectuar correctamente esta maniobra, precisa una longitud desde el punto de despegue vertical de 28 m., y añadiendo un 50 % más para posibles errores durante la maniobra, llegaremos a 42 m. como longitud necesaria para esta

eventualidad. Esta es, por tanto, la longitud que debemos añadir a la estrictamente indispensable para la maniobra normal de despegue y toma de tierra con motor. Ahora bien, tampoco la superficie necesaria para la toma de tierra con motor puede tener dimensiones estrictamente iguales a las del helicóptero, ya que esto obligaría a que cada toma de tierra fuese perfecta. Para prever posibles errores durante la maniobra de toma de tierra, daremos a la superficie del helipuerto en vez de 20 m. de ancho (dimensión estrictamente indispensable), 40 m., o sea, un 100 % más. La dimensión mínima longitudinal que habíamos fijado en 35 m. hemos visto anteriormente que la incrementamos en 42 m. más, para asegurar la toma de tierra con motor parado. Por lo tanto, con los 77 metros resultantes tenemos suficiente espacio para corregir cualquier error en sentido longitudinal durante el aterrizaje.

De esta forma, la superficie necesaria para que un hipotético aparato de 50 plazas pueda despegar y tomar tierra deberá tener, en números redondos, dimensiones mínimas de 40×80 m. Es claro que esta pista sólo podrá ser utilizada cada vez por un solo aparato y, por lo tanto, habría que colocar próximo a ella una zona de aparcamiento para que los aparatos se pudieran abastecer de combustible o cargar y descargar pasaje. Las dimensiones de esta zona dependerán, como es natural, del número de aparatos que simultáneamente vayan a utilizarla, pero dado el escaso tiempo que un helicóptero necesita para elevarse, es probable que con una sola pista pudiese hacerse un servicio completo cada seis minutos, ya que hemos de tener en cuenta que el helicóptero no ha de rodar desde el extremo de una alejada pista de aterrizaje hasta la estación terminal; no ha de hacer la relativamente lenta maniobra de atraque a un muelle y, además, le es posible esperar su turno para aterrizar en vuelo estático sobre punto muy próximo a aquél donde vaya a posarse. En estas condiciones, un helipuerto que no sea estación terminal puede asegurar un tráfico en los dos sentidos de 1.000 pasajeros por hora con una sola pista, cifra bastante elevada para una zona urbana.

Determinadas así de manera general las dimensiones mínimas de un helipuerto, nos queda por tratar los puntos en que aquél podría estar ubicado.

Por su forma de vuelo, el avión necesita extensos

sectores de entrada que cumplan muy severas condiciones en cuanto a obstáculos y pendientes. El helicóptero, teóricamente, no necesita ningún sector de entrada, ya que, en último término, puede descender o elevarse verticalmente, pero es conveniente, para reducir al mínimo la trayectoria vertical durante esta maniobra, fijar unos sectores de entrada que permitan al helicóptero aproximarse hasta cierta altura sobre la vertical del campo y hacerlo con trayectoria semejante a la del planeo de este aparato con motor en régimen de potencia reducida.

Las condiciones de estos sectores de entrada podrían ser muy bien las siguientes: En el borde del campo se pueden admitir obstáculos hasta 10 metros de altura; a partir de este punto los obstáculos deberán mantenerse por debajo de un plano inclinado 45° con respecto a la horizontal y que comienza a 10 m. de altura sobre el citado borde del campo. Con estos sectores de entrada la toma de tierra se compondría de tres fases: a) Vuelo horizontal hasta alcanzar el borde del sector de entrada. b) Descenso según un ángulo de 45° con el motor en régimen de potencia reducida. c) Descenso vertical de los últimos 10 m. para alcanzar el borde del campo.

Para despegue se repetiría la maniobra a la inversa. Puede pensarse que la pendiente ascensional de 45° es condición exagerada, pero hay que recordar que el helicóptero puede ascender verticalmente, aun sin llevar su motor a régimen de potencia máxima y, así, en el caso de los aviones, se exige que éstos, hasta salvar el obstáculo al final de la pista, vuelen con su grupo motor en régimen de máxima potencia, no parece exagerado fijar para el helicóptero condiciones de despegue que no impliquen la misma necesidad.

Otro aspecto que debemos tener en cuenta en el estudio de la posible ubicación de los helipuertos es la sombra aerodinámica que sobre la zona de toma de tierra arrojen los obstáculos próximos. Esta sombra, al crear, en caso de viento, fuerte turbulencia en la zona que el helicóptero ha de recorrer en vuelo vertical, haría la maniobra de toma de tierra menos segura y precisa y, por estas razones, debe ser eliminada en lo posible. Dan origen a esta sombra aerodinámica y a su correspondiente turbulencia los edificios estrechos colocados en las proximidades de los campos de vuelo y en la dirección de los vientos dominantes, árboles de copa baja, etc., etc. Teniendo todo lo dicho

en cuenta, buenas localizaciones para los helipuertos podrían ser terrazas de edificios de altura similar a los que lo rodean, los patios de manzanas de casas de adecuadas dimensiones, zonas de parques sin árboles de copa baja, plazas suficientemente grandes y con edificios no muy altos en sus inmediaciones, etc. De todos éstos, los más interesantes son los dos primeros, que no introducirían ninguna complicación secundaria en los problemas normales del tráfico de una gran ciudad, al utilizar superficies de otra forma desaprovechadas. En cuanto a las cargas sobre los pavimentos (sean éstos cubiertas de edificios o pavimentos directamente asentados sobre el terreno), no parece que puedan resultar exageradas. Hay que tener en cuenta que si bien en el caso de pavimentos asentados sobre el terreno, pueden tomarse coeficientes de impacto de aerodino contra el suelo, reducidos, ya que al no ser riesgo excesivo para el pasaje la rotura del pavimento, es más económico reparar un hipotético desperfecto en éste que construir *a priori* una pista de exagerado espesor, no ocurre lo mismo que en el caso de estar la zona de aterrizaje en la cubierta de un edificio, ya que, en este caso, un fallo del pavimento podría tener muy grandes consecuencias.

En los aviones de alas fijas, los mayores coeficientes de impacto obtenidos experimentalmente en tomas de tierra muy defectuosas alcanzan el valor de 3,5, que procede aplicar sobre el peso del avión, y este valor puede reducirse a dos para una toma de tierra no exageradamente mala. En cuanto a la presión por cm^2 transmitida al suelo por los neumáticos, aunque el problema no ha podido resolverse de manera total, los experimentos parecen indicar que, en el caso más desfavorable, no pasan de 2,5 veces la presión de inflado de los neumáticos; presión que, en los neumáticos tipo balón corrientemente empleados, es de 4 kgs./cm^2 . Si aplicamos estos criterios al caso del helicóptero hipotético de que tratamos, tendríamos, en resumen, cargas de 16.000 kgs., en caso de pavimentos aplicados sobre el terreno, y 28.000 kgs., en caso de cubiertas de edificios, distribuyéndose estas cargas sobre tantas zonas como ruedas tenga el tren de aterrizaje (cuatro en general), con una presión de 10 kgs./cm^2 .

Con esto consideramos terminado el ligero estudio que sobre el posible desarrollo del helicóptero y su futuro empleo hemos hecho. A lo largo de él, hemos

visto, en leve ojeada retrospectiva, los trabajos de todos aquéllos que, con fe en este medio de volar, con siguieron con sus esfuerzos reunidos hacer de esta idea una realidad; hemos visto luego la magnitud de esta realidad, hasta donde ha llegado, en cuanto a características y usos, este aerodino, y luego, tras analizar las posibles direcciones de su desarrollo, en alas de la fantasía, hemos hecho un esfuerzo para predecir sus adelantos futuros, sin asustarnos lo aventurado de todas las suposiciones de este tipo, ya que, teniendo en cuenta el rápido desarrollo de los medios materiales, todo esfuerzo que se haga para predecir el futuro es mejor que encerrarse en un limitado presente. Desde el punto de vista del ingeniero, para el cual los problemas técnicos y económicos deben entremezclarse estrechamente, todo esfuerzo de analizar el futuro es necesario para poder, el día de mañana, enfrentarse sin sorpresa con los problemas y predecir desde el presente aquella ordenación metódica de los planes de cualquier clase de técnica tan necesarios para evitar, dentro de lo posible, despilfarros e imprevisiones.

CAPÍTULO VI

INFLUENCIA DEL HELICÓPTERO EN LOS FUTUROS PLANES DE URBANIZACIÓN

En el preámbulo de este trabajo hemos expuesto ya algunas ideas fundamentales sobre la evolución de las ciudades a lo largo de la Historia. Vamos a insistir sobre este tema con alguna mayor extensión, y a estudiar la influencia del transporte aéreo sobre las ciudades hoy existentes, así como sobre la ordenación de las futuras.

Uno de los problemas esenciales de la Humanidad al que procura dar solución cuando edifica sus ciudades, es el proporcionar al hombre viviendas satisfactorias y un medio cómodo, sano y bello donde vivir y trabajar.

La ciudad se ha desarrollado en todos los tiempos por un principio ordenador y de servicio. Las exigencias de la vida y los adelantos de la Humanidad en todos los órdenes, han tenido en todos los tiempos decisiva influencia en los medios que el hombre adoptaba para vivir, y, por lo tanto, en la urbanización de las ciudades.

Vamos a ver cómo la historia confirma el concepto que acabamos de exponer.

No nos quedan apenas vestigios de las antiguas ciudades de Egipto y de Mesopotamia, debido, principalmente, a los materiales utilizados. Tampoco en Grecia aparecen grandes conjuntos urbanísticos (la Acrópolis es a la vez templo y fortaleza, pero no una población), si bien en aquella época aparece el primer teórico urbanista, Hipodamos de Mileto. El único concepto que hasta entonces regía estas urbanizaciones era el de la defensa; además, las pretensiones de monumentalidad se limitan a los templos de los dioses y a los palacios de los reyes.

Roma, pueblo esencialmente militar, trazó sus ciudades sobre la pauta de los campamentos; dos calles principales que se cortaban en ángulo recto, una plaza en su intersección y el muro de circunvalación que la defiende; plan adecuado, a la vez, para la defensa y para los grandes desfiles militares. Muchas ciudades modernas conservan, aún, los vestigios del primitivo plan romano.

En la Edad Media predomina esencialmente el criterio de defensa. La ciudad, rodeada por sus murallas, reduce al mínimo sus espacios libres; las calles son tortuosas, estrechas, aptas para una emboscada, con frecuencia los pisos altos de los edificios vuelan sobre la calle hasta casi tocarse con la casa de enfrente. Solamente frente a la iglesia o a la casa de la villa se deja una plaza que sirve de mercado, de ágora y de teatro, simultáneamente. Los teóricos del Renacimiento y de la época barroca estudian también el trazado de las poblaciones, si bien daban primacía al aspecto militar en primer lugar, y al de la simetría después, prescindiendo casi por completo del importantísimo problema del tráfico urbano, cosa que sólo se concibe cuando se piensa que, esencialmente, los medios de comunicación eran los mismos en el París del siglo XVII que en la Roma de Augusto.

En cambio, en esta época aparece un nuevo factor, que es el desarrollo del poder real y el centralismo, que, al exigir grandes palacios, da como resultado la creación de nuevos conjuntos urbanísticos (Versalles, París, Petersburgo, Potsdam, etc.). Con esto entramos en el siglo XIX y aparecen tres distintas tendencias, que influyen de diverso modo en el crecimiento de las poblaciones.

Se puede apreciar, en primer término, el rápido progreso de la técnica y de la producción mecánica que promovió el desarrollo actual de la industria y del nacimiento de la era de la máquina. En segundo lugar, comprobamos el desenvolvimiento de los medios de transporte que dió lugar al intercambio más frecuente entre la ciudad y el campo y facilitó la emigración la población rural hacia las ciudades. Y, en tercer lugar, observamos la tendencia general hacia un nuevo orden social, con sus excesos y represiones.

Los dos primeros factores fueron causa de gran aumento de la población de las ciudades, que resultaban insuficientes para albergar a sus habitantes. Por otra parte, las antiguas murallas resultaban impotentes ante los nuevos métodos de guerra, y vino el derribo de las fortificaciones y la creación de vastos ensanches y barrios obreros que se ubican en las afueras de la población.

Por otra parte, la inestabilidad social hace que se tracen vastas avenidas rectilíneas que facilitan la represión de los motines, al hacer posible el uso de la artillería contra la barricada.

Esta mayor extensión es causa de aumento imprevisto del tráfico urbano.

Fué preciso emprender la reforma de las poblaciones existentes. París fué la primera en indicar el camino, con el trazado de la Place de l'Etoile, con sus avenidas radiales que conmemoran las victorias napoleónicas, y continuó bajo el Segundo Imperio con la reforma del Barón Haussmann.

Se derriban por todas partes las viejas murallas. Viena abre el Ring, París sus bulevares, y casi todas las ciudades de Europa las imita.

En contraste con estas urbanizaciones, las ciudades americanas, nacidas y desarrolladas en corto tiempo, se trazan según una cuadrícula que crece sin límite ni medida, exceptuándose Washington, planeada por un arquitecto francés.

Después de construída la cuadrícula surge la dificultad de comunicaciones y se traza un plan de avenidas radiales sobre la ciudad ya existente, lo que da un plan caótico.

En todas las ciudades construídas con estos principios, se ha creado un conflicto: el circulatorio; en unas, por su gran extensión, las arterias abiertas, a los pocos años han resultado insuficientes, su crecimiento

progresivo ha hecho alejar la vivienda de los centros de trabajo, y el día solar de 24 horas no es suficiente para proporcionar una jornada de 8 horas de trabajo, descanso y recreo, pues gran parte de este tiempo se ha tenido que utilizar en transporte. La ciudad, en muchos casos se ha convertido en cárcel; las calles, en lugar de peligro, y el transporte en medio necesario, al que se sacrifica gran parte de la vida. Para resolver este problema se ha procurado facilitar y acelerar los transportes urbanos. Al resultar insuficientes las calles, se pensó en utilizar el subsuelo de la ciudad, y apareció el «Metro». Algunas poblaciones pensaron en utilizar tímidamente el espacio aéreo, y nació el ferrocarril elevado. Es evidente que la verdadera solución consiste en la utilización total del espacio aéreo, que al permitir el tráfico en tres dimensiones, junto con velocidades muy superiores a los de los transportes terrestres, nos permita reducir a un mínimo el tiempo invertido en transportarnos de un lugar a otro.

La ciudad crece y la expansión lógica en el crecimiento es por anillos concéntricos (fig. 2), y naciendo por este procedimiento las grandes ciudades actuales, creadoras de los grandes conflictos circulatorios; la zona residencial queda aprisionada por la zona industrial y de residencia obrera; el acceso a la ciudad se dificulta; la gente tiende a desplazarse, surge la expansión urbana por elementos radiales (fig. 3), con sus ciudades satélite, y la absorción municipal de pequeñas poblaciones próximas; agrávase por todas estas consideraciones el conflicto de la circulación; entonces se trasladan las industrias y centros de trabajo a la ciudad satélite, y el centro se limita a la actividad comercial y oficial.

Para todos estos conflictos se proponen soluciones; Le Corbusier propone su ciudad vertical, que, según él, resuelve todos los conflictos, con sus grandes bloques de viviendas y oficinas junto a la zona industrial.

Con el mismo fin de resolver el problema de la distancia del centro de trabajo y residencial, los rusos proponen como solución lo que ellos llaman la ciudad social (fig. 4): una vía de transporte —el ferrocarril—, una zona industrial, una zona verde que aisle la zona residencial, constituyendo así una ciudad lineal. En esta concepción el hombre cuenta sólo como pieza de una maquinaria a la que precisa proporcionar unas ho-

ras de descanso para su buen funcionamiento; lo importante es la mercancía y su transporte.

En la ordenación de la comarca que rodea a la gran ciudad, tienen primordial importancia las vías de co-

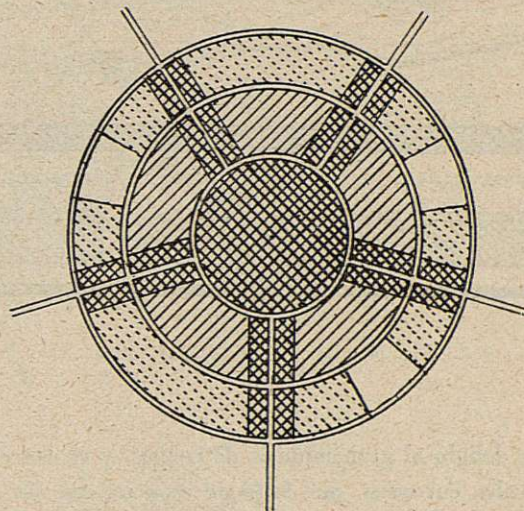


Fig. 2.—La expansión urbana por anillos concéntricos.

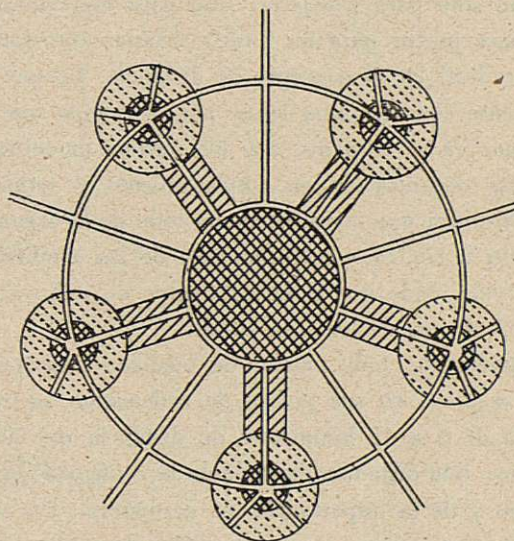


Fig. 3.—La expansión urbana por elementos radiales.

municación, que, al afluir a la población, ecran nuevos problemas de tráfico en los accesos de la ciudad.

Otro factor que contribuye a dificultar el tráfico es el automóvil, que requiere espacio considerable para el aparcamiento; problema difícil de resolver. En Amé-

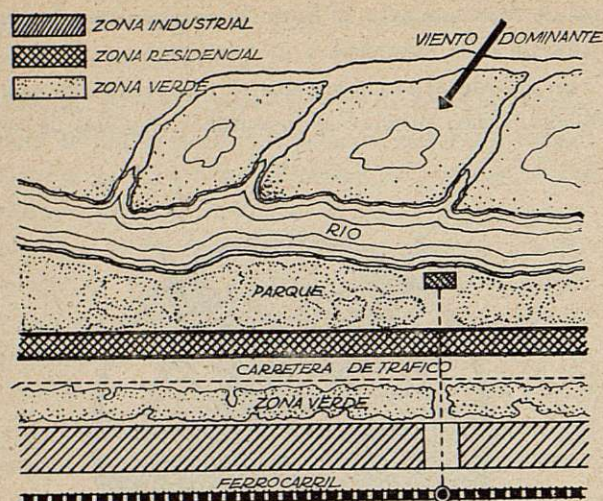


Fig. 4.—La ciudad social ática.

rica, debido al gran número de coches, y en las viejas ciudades europeas, por falta de espacio, que ha obligado a buscar soluciones, como el aparcamiento en varios planos de la plaza de Bilbao, en Madrid.

El transporte aéreo va adquiriendo gran importancia, no sólo para pasajeros, sino para mercancía, lo que hace prever para un futuro próximo transformación radical en el concepto de distancia. Lo que actualmente consideramos lejos, por el tiempo que invertimos en el traslado, con los medios modernos y perfecta organización en emplazamiento y servicios, nos permitirá una transformación total de la organización de la ciudad y mejoramiento de las condiciones de la vida, dado que el factor tiempo no influirá casi en el problema de los transportes.

Actualmente, toda ciudad de mediana importancia tiene o prevé en sus planes de ordenación su aeropuerto de 6 a 15 kilómetros de distancia del centro urbano; esta distancia depende de la configuración del terreno y de la importancia del aeropuerto. Un aeropuerto para aviones, por necesidades de pistas, longitud y servidumbre de espacio, necesariamente estará ubicado en el extrarradio de la población; por ello, precisa unos transportes desde el centro de la urbe al aeropuerto, en los que se invierten, como ya hemos visto, de 50 a 60 minutos desde el centro de la ciudad al punto de despegue, y como, al llegar, ocurre algo parecido, el tiempo empleado en transportes no aéreos asciende de 100 a 120 minutos; este tiempo se podrá

justificar y compensar en los grandes vuelos transcontinentales, en los que el tiempo de vuelo supera las 6 horas; pero resulta excesivo en vuelos de pequeña distancia.

Difícilmente podrán reducirse unos minutos en estos tiempos empleados, mientras no cambien radicalmente los medios de transporte. Los aeródromos estarán emplazados a grandes distancias de los centros urbanos y precisarán la concentración previa de los pasajeros y de mercancías y el transporte de los mismos desde el centro urbano a los grandes aeródromos.

Con el uso del helicóptero cabe esperar un cambio radical en la organización de los transportes y en la organización de las ciudades, pues, por sus características, le basta con espacio mínimo de aterrizaje y despegue, y la velocidad desarrollada satisface las necesidades más exigentes para pequeñas distancias.

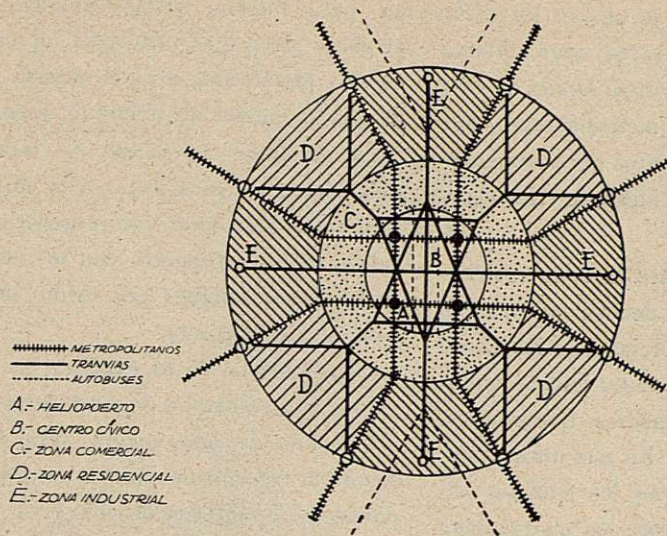
Los aeropuertos transoceánicos podrán ubicarse en el lugar más apropiado por sus condiciones climáticas y topográficas, y no precisarán de la cercanía de la gran urbe, pues el transporte hasta ellos se podrá hacer desde las ciudades próximas por medio de los helicópteros.

El helicóptero, por sus características de aterrizaje o despegue, nos permite ubicar las pistas de aterrizaje en la azotea de un edificio, y éste situarlo en el centro mismo de la urbe, lo que nos facilita el crear en la ciudad una unión vertical de los tres planos de circulación.

Hemos dicho anteriormente que uno de los problemas existentes en las poblaciones era el aparcamiento de los coches y autobuses, de las distintas líneas correspondientes a las ciudades satélites; este problema se acentúa en los núcleos centrales de las grandes urbes, y en la zona comercial. En Nueva York, para resolver dicho problema, se construye un edificio apropiado, de varias plantas, destinado a estación de autobuses y aparcamiento. Edificios de estas mismas características, situados en las zonas de cruce de las grandes vías de comunicación, metropolitanos, tranvías y calles de gran circulación construídas con azoteas capaces para aterrizar helicópteros, podrían resolver en parte el problema del transporte y reducir al mínimo el número de aeropuertos en cada nación.

El esquema de organización de una ciudad ideal lo representamos en la figura 5. Un centro cívico, una

ESQUEMA IDEAL DE LA ORGANIZACIÓN DE UNA CIUDAD



ESQUEMA DE ENLACE AEREO DEL CENTRO URBANO CON LAS CIUDADES SATELITES

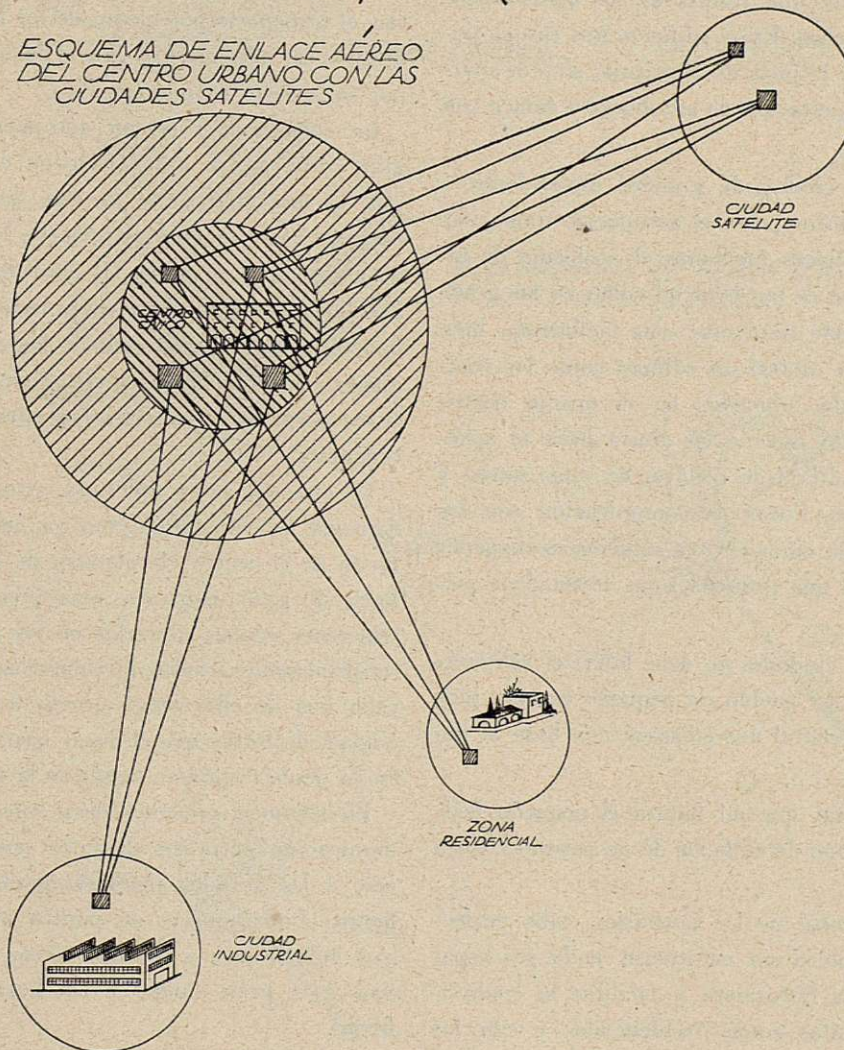


Fig. 5.

zona comercial y una tercera zona industrial y residencial. En la parte exterior del centro cívico o representativo, junto a la zona comercial, se ubican los edificios destinados a estación de autocares, aparcamiento de coches y, en sus azoteas, helipuertos. Desde la misma estación se enlazarán con los metropolitanos por medio de ascensores y con los distintos pisos del garaje, en comunicación fácil con las líneas de tranvías y autobuses.

Se facilita así el transporte, entre la zona residencial y la zona industrial, y puede decirse que quedan en contacto directo la zona comercial con las zonas residenciales e industriales, y el centro cívico queda perfectamente enlazado por los medios tradicionales de transporte con las demás zonas. En este mismo centro y en su periferia se construirán los edificios anteriormente descritos, que resolverán los aparcamientos normales de coches. Estos edificios nos proporcionarán, no solamente la pista de aterrizaje, sino el aparcamiento de coches, estación de autobuses y enlace con los metropolitanos.

Esto respecto a ciudad de grandes dimensiones y que en su zona exterior posea el aeropuerto transoceánico. En las poblaciones medianas el problema de terreno y distancia no es tan esencial como en las grandes ciudades y puede resolverse más fácilmente, bien creando en la zona central un edificio como los reseñados anteriormente, ubicados en el mismo centro circulatorio, creando espacio en altura para el aparcamiento, siempre difícil de resolver en estas zonas, y enlace fácil con las líneas de comunicación con los demás sectores de la ciudad. Otra solución es disponer junto al parque de una pequeña zona destinada a pista de aterrizaje.

En las pequeñas ciudades no debe faltar el helipuerto. En las afueras del pueblo un pequeño espacio junto a la carretera general nos enlazarán con toda la comarca.

Y podemos pensar que no faltará el pequeño helipuerto junto al grupo de edificios de un caserío o finca importante.

En la ciudad lineal de Le Corbusier, cabe perfectamente el helicóptero sin entorpecer nada sus espacios devueltos a la Naturaleza y facilitar la comunicación entre distintas zonas residenciales y con los aeropuertos transoceánicos, siempre situados a gran-

des distancias de los centros residenciales. Le Corbusier tampoco resuelve este problema en su Plan Director para Buenos Aires; Amancio Williams, en su «trabajo para fijar criterios», ubica dicho aeropuerto en una plataforma elevada situada en el río y enlazada con la ciudad mediante un puente.

La dificultad de acceso es clara; hay que cruzar toda la ciudad para llegar a la embocadura del puente. Con el helicóptero se resuelve dicha dificultad; se enlaza dicho aeropuerto con los centros vitales y con las ciudades satélites por medio de helipuertos situados estratégicamente.

Consecuencia de lo expuesto es que en los nuevos planes de ordenación de ciudades y en el planeamiento urbanístico de una nación, será preciso el tener en cuenta la transformación que se producirá en los transportes, especialmente de pasajeros, al ponerse en práctica el transporte por medio de los helicópteros. La reducción de aeropuertos será el factor más importante, por su aspecto económico.

La construcción de un aeropuerto es siempre de gran coste, por la gran extensión de terreno que precisa el movimiento de tierras, avenamientos, pistas, edificios y accesos del aeropuerto, lo que hace que sea obra cara que no todas las ciudades pueden sufragar. Este inconveniente viene aminorado por el uso del helicóptero, que permite reducir los aeropuertos a corto número de ellos, ubicados estratégicamente para cubrir la red aérea de comunicaciones internacionales y transoceánicas.

La estación aérea precisará, para satisfacer cumplidamente su cometido, como ya hemos visto, estar situada en el centro circulatorio de la ciudad y, si ésta fuere de gran extensión, será preciso el crear varias estaciones aéreas, ubicadas en los puntos de cruce de las principales arterias circulatorias, de modo que por cada una de ellas tenga acceso todo un sector de la ciudad, de forma que el llegar hasta ella sea fácil y cómodo desde cualquier punto de la misma.

En resumen, podemos decir que la facilidad de comunicación entre los distintos pueblos y el fácil acceso a las grandes ciudades, harán que muchos prefieran el permanecer en puntos alejados de los centros industriales, y el helicóptero, les permitirá el acceso a la gran ciudad a las horas y días que prefieran.

El helicóptero permitirá la creación de zonas de

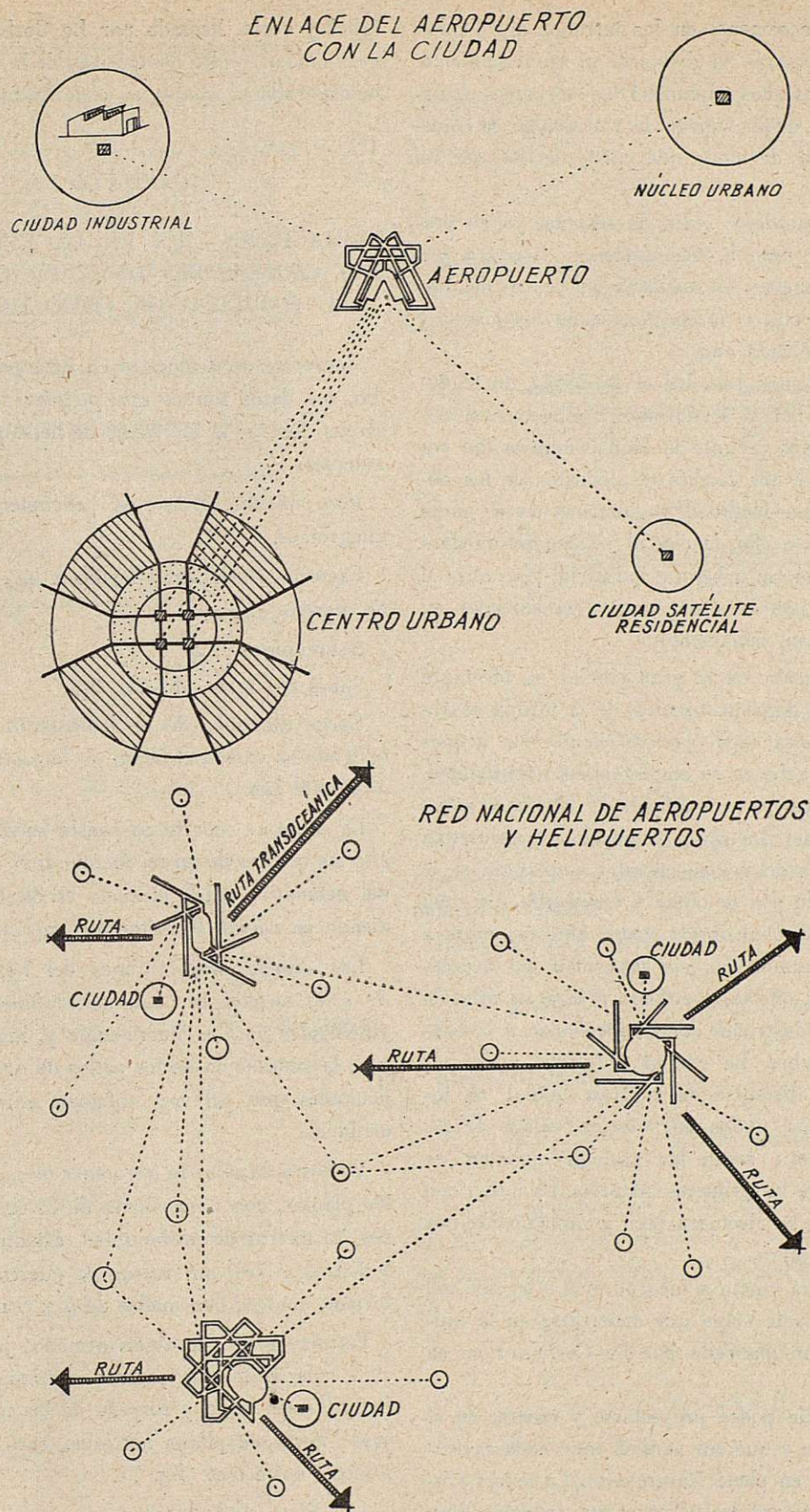


Fig. 6.

descanso, fin de semana, en los terrenos apropiados, sin tener importancia su distancia ni emplazamiento. En las zonas de altas montañas, en las zonas costeras, la distancia queda suprimida y el tiempo en transporte es mínimo, de modo que puede decirse que no cuenta.

La colonia veraniega, o fin de semana, ya no precisará que esté junto a línea férrea o carretera y a unos pocos kilómetros de distancia del centro del trabajo. Se podrá elegir libremente, según los gustos y conveniencias de cada uno.

El helicóptero nos resuelve el problema de traslado de la ciudad al aeródromo, nos reduce el número de ellos, nos permite la fácil comunicación entre poblaciones y nos facilita el alejarnos de los núcleos urbanos con facilidad y situarnos en el punto que deseemos. Con ello, la ciudad residencial quedará desplazada del núcleo urbano e industrial y, gracias al helicóptero, se podrán crear zonas residenciales en puntos actualmente inaccesibles.

La transformación de la gran ciudad se efectuará rápidamente; la descentralización de la misma se verificará de manera fácil, permaneciendo los grupos esenciales de la urbe en su emplazamiento tradicional, pero su acceso ya no será dificultad: el enlace aéreo nos da un camino. La zona residencia representativa se situará alejada del centro oficial y emplazada en el terreno apropiado por su clima y topografía. La zona industrial y residencial obrera podrá ubicarse junto a las vías de comunicación, sin necesidad del acercamiento a la zona oficial, libertando a la gran urbe de los cinturones industriales que la aprisionan y la convierten en insalubre. La ciudad industrial podrá situarse a mayor distancia de la gran ciudad, en los puntos estratégicos, nudos ferroviarios, enlace de carreteras, ríos, etc.; serán las grandes ciudades de transformación de las primeras materias. La unión con el núcleo urbano se efectuará fácil y rápidamente por medio del helicóptero.

El tiempo habrá vuelto a incorporarse a la vida del hombre, sin que éste tenga que encerrarse en la unidad de habitación planeada por Le Corbusier en su edificio-fichero.

La ciudad-jardín podrá proyectarse y crearse en el lugar conveniente y que sea verdad «que cada vivienda esté instalada en plena Naturaleza». La actual ciudad-jardín, destructora de la Naturaleza, reducida a un

árbol y verja, llamada por Le Corbusier lepra de la gran ciudad, podrá desaparecer de la zona urbana para incorporarse al campo, en plena Naturaleza.

CAPÍTULO VII

VARIACIONES QUE EN LA ESTRUCTURA DE LAS AZOTEAS DE LOS EDIFICIOS INTRODUCE SU HABILITACIÓN COMO HELIPUERTOS

Conforme se demuestra en otra parte de este estudio, los datos límites que podemos aceptar para las cargas debidas al aterrizaje de helicóptero, son las siguientes:

Peso máximo estático del helicóptero cargado, 8.000 kilogramos.

Factores de impacto debido a la velocidad vertical de aterrizaje:

Sobre pistas, 2,5.

Sobre cubiertas edificios, 3,5.

Carga dinámica de un helicóptero de 8 toneladas, teniendo en cuenta el factor de impacto $8.000 \times 3,5 = 28.000$ kgs.

La carga se reparte en cuatro ruedas dispuestas según las vértices de un rectángulo de 6×8 , y la presión del neumático sobre el suelo es de 10 kgs./cm² (teniendo en cuenta el factor del impacto).

Las dimensiones mínimas del helipuerto son de 40×80 metros, lo cual, indiscutiblemente, suscitará dificultades para la iluminación y, más especialmente, para la ventilación de los patios de estos edificios; dificultades que, tal vez, obliguen a recurrir al clima artificial.

Vamos a estudiar la estructura de un edificio de cuatro plantas, con dimensiones de 80 metros de fachada por 40 metros de profundidad, dividido en crujías de 5 metros, o sea, un sistema de pilares espaciados que forman una red con mallas de 5×5 m.

Estructura de hormigón armado, juntas de dilatación cada 20 metros, jácenas continuas paralelas a la fachada más larga y forjado de las mallas del entramado mediante placas nervadas, con nervos distantes 1 metro entre ejes (fig. 7).

1.º Placa de la losa:

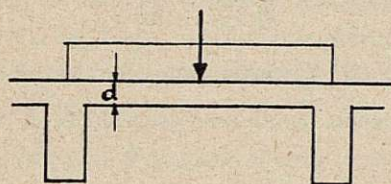
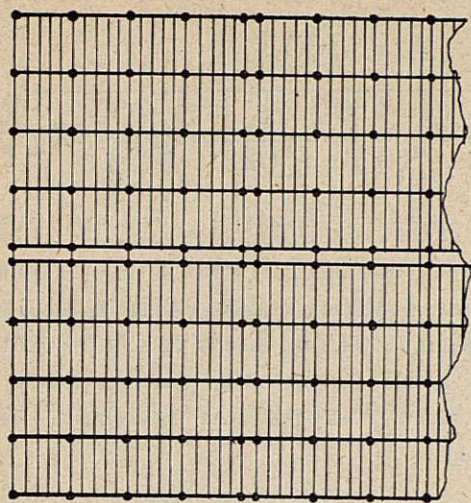


Fig. 7.

Fijamos *a priori* $d = 15$ cm., con lo cual la carga repartida será como sigue:

Placa	330 Kgs.
Pavimento... ..	80 "
Nieve	100 "
Personal	200 "
<hr/>	
Total g. =	710 Kgs./m ²

La carga concentrada (media del helicóptero) valdrá:

$$\frac{28.000}{4} = 7.000 \text{ Kgs.} = P.$$

La placa se considera empotrada.

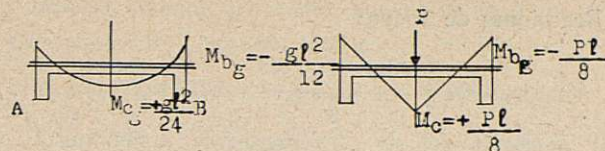
Podemos escribir, por tanto, considerando una faja de 1 m. de ancho:

Momento en los apoyos:

$$M_a = M_b = -\frac{gl^2}{12} - \frac{Pl}{8} = -93.500 \text{ cm/Kgs.}$$

Momento en el centro:

$$M_c = \frac{gl^2}{24} - \frac{Pl}{8} = 91.000 \text{ cm/Kgs.}$$



Figs. 8 y 9.

lo que requiere una placa de 15 cm. de espesor, armado con 9 redondos de 10 mm. por metro, doblándose un hierro sí y otro no:

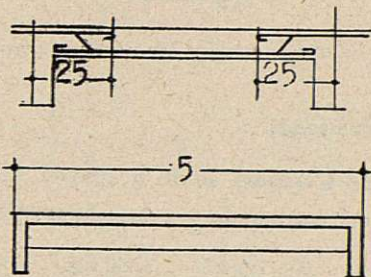


Fig. 10.

Nervios:

Luz	$L = 5$ m.
Carga repartida	$g = 710$ K/m ²
Carga concentrada al centro	$P = 7.000$ Kgs.

Al tratarse de vigas de múltiples tramos, las podemos admitir como empotradas en sus extremos y los momentos valdrán:

Momento en el apoyo:

$$M = -\frac{gl^2}{12} - \frac{Pl}{8} = -585.400 \text{ cm/Kgs.}$$

Momento de vano:

$$M = \frac{gl^2}{24} + \frac{Pl}{8} = 511.400 \text{ cm/Kgs.}$$

Aceptaremos nervios de 20 cm., y prescindiremos del efecto de la losa, debido a la inversión de momentos en los apoyos, debido al empotramiento:

$$h = a \sqrt{\frac{M}{b}} = 70.3 \text{ cm.} \quad F_e = M b h = 7.92 \text{ cm}^2 = 2 \phi 12 + 3 \phi 16$$

En el centro del tramo:

$$F_e = \frac{M}{\phi h \sigma_e} = 6.7 \text{ cm}^2 = 2 \phi 12 + 3 \phi 14$$

Reacciones de apoyo:

$$Q_A = Q_B = \frac{710 \times 5 + 7.000}{2} = 5.275 \text{ Kgs.}$$

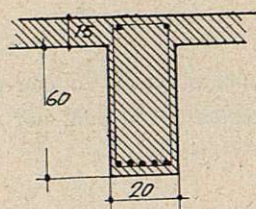


Fig. 11.

Jácnas continuas.

Jácnas de 4 tramos, sobre 5 apoyos. Cargas debido al peso del entramado y sobrecargas:

$$\begin{aligned} g &= 710 \times 5 = 3.550 \text{ Kg.} \\ \text{Peso propio} &= 450 \text{ Kg.} \\ g &= 4.000 \text{ K/ml} \end{aligned}$$

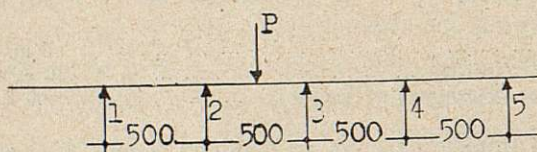


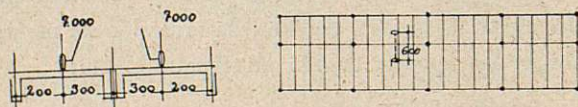
Fig. 12.

Vamos a establecer la hipótesis más desfavorable para el aterrizaje:

1.º Aterrizaje con una rueda en el centro de un tramo:

$$P = 7.000 \text{ Kg.}$$

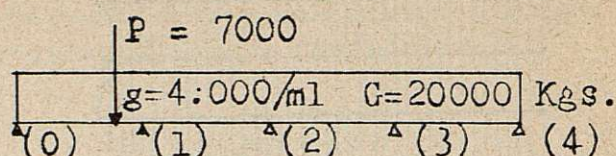
2.º Aterrizaje con las dos ruedas simétricamente al eje de la jácena:



Figs. 13 y 14.

Evidentemente, en este caso las reacciones sobre la jácena central serán menores que las reacciones sobre las jácnas laterales, luego el caso más desfavorable es el primero.

Los datos del problema son, por tanto:



Viga continua sobre 5 apoyos, carga $g = 4.000$ kilogramos/ml., más una carga aislada $P = 7.000$ kgs. en el centro de un tramo. Adoptamos las tablas de SALLIGER, según las cuales, en una viga de cuatro tramos, bajo la acción de una carga repartida fija, G , y una aislada móvil, P , se producen momentos y esfuerzos constantes:

$$M = (\alpha G + \beta P)$$

$$Q = \gamma G + \delta P$$

Donde α , β , γ , δ vienen dados por las tablas.

De este modo se obtienen los valores de momentos siguientes:

$$\begin{aligned} M_0 &= 0. \\ M_{m1} &= (0.07714 \cdot G + 0.09857 \cdot P) l = +1.165.680 \text{ cm/Kgs.} \\ M_1 &= (-0.10714 \cdot G - 0.12054 \cdot P) l = -1.553.560 \text{ cm/Kgs.} \\ M_{m2} &= (0.03572 \cdot G + 0.08036 \cdot P) l = 678.640 \text{ cm/Kgs.} \\ M_2 &= (-0.07143 \cdot G - 0.010714 \cdot P) l = -1.142.860 \text{ cm/Kgs.} \end{aligned}$$

Adoptamos un ancho de jácena de 40 cm. Fijaremos dimensiones a partir del momento M_1 , con lo cual será:

$$h = a \sqrt{\frac{M}{b}} = 81.4 \text{ cm. } d = 85$$

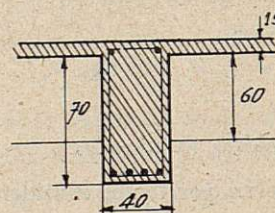


Fig. 15.

Las armaduras serán:

$$\text{Apoyo 0 } F_e = \frac{M_0}{\phi h \sigma_e} = 0$$

$$\text{Tramo 1 } F_e = \frac{M_m}{\phi h \sigma_e} = 14.4 \text{ cm}^2 = 2 \phi 16 + 7 \phi 14$$

$$\text{Apoyo 1 } F_e = \frac{M_1}{\varphi h \sigma_c} = 17.7 \text{ cm}^2 = 2 \phi 16 + 3 \phi 14$$

$$\text{Tramo 2 } F_e = \frac{M_{m2}}{\varphi h \sigma_c} = 7.7 \text{ cm}^2 = 2 \phi 16 + 3 \phi 14$$

$$\text{Apoyo 2 } F_e = \frac{M_2}{\varphi h \sigma_c} = 13.1 \text{ cm}^2 = 2 \phi 16 + 6 \phi 14$$

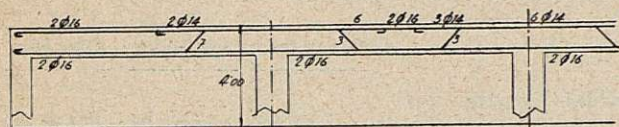


Fig. 16.

En cuanto a los pies derechos, tomaremos el caso más desfavorable, o sea, la reacción máxima de la viga continua y el aterrizaje con una rueda directamente encima del pie derecho:

$$A = 1.1418 \text{ gl} + P = 22.836 + 7.000 = 29.836 \text{ Kgs.}$$

Adoptando pilares de 40 × 40 en los tramos intermedios y de 20 × 40 en las juntas de dilatación, llegamos a una fatiga del material inferior a 30 kgs./cm². El aumento de fatiga debido a los aterrizajes, puede

$$\text{alcanzar un valor de } \frac{70}{16} = 4.35 \text{ kgs./cm}^2.$$

Vamos ahora a comprobar la misma cubierta *sin tener en cuenta el aterrizaje del helicóptero*. Adoptaremos idéntica estructura, a fin de tener resultados comparables:

1.º Placa de la losa nervada.

Fijaremos *a priori* $d = 10 \text{ cm.}$, con lo cual la carga se descompondrá como sigue:

Placa	220 Kgs.
Pavimento	80 »
Nieve	100 »
Personal	200 »
Total	$g = 600 \text{ Kg/m}^2$

Momento en los apoyos:

$$M_A = M_B = \frac{gl^2}{12} = 5.000 \text{ cm/Kgs.}$$

Momento en el centro tramo:

$$M_C = \frac{gl^2}{24} = 2.500 \text{ cm/Kgs.}$$

Bastará adoptar, por tanto, una placa de 6 cm. con 7 redondos de 7 mm. por metro:

Nervios $L = 5 \text{ m.}$ Carga por ml. $g = 600 \text{ Kgs/ml.}$

Admitiremos empotramiento en los extremos, los momentos valdrán:

$$\text{En el apoyo: } M = \frac{gl^2}{12} = 125.000 \text{ cm/Kgs.}$$

$$\text{En el centro del tramo: } M = \frac{gl^2}{24} = 62.500 \text{ cm/Kgs.}$$

Aceptaremos nervios de 10 cm de ancho:

$$h = a \sqrt{\frac{M}{b}} = 46 \text{ cm. } d = 50 \text{ cm.}$$

Armaduras:

$$\text{En el apoyo: } F_e = \frac{M}{\varphi h \sigma_c} = 2.34 \text{ cm}^2 = 2 \phi 12 \text{ mm.}$$

En el centro del tramo:

$$F_e = 1.15 \text{ cm}^2 = 2 \phi 12 \text{ mm.}$$

$$\text{Las reacciones de apoyo valdrán } \frac{600 \times 5}{2} = 1.500$$

kilogramos.

Jácena continua.

Jácena de 4 tramos.

Luz del tramo: 5 m.

Reacciones de los nervios 2×1.500	=	3.000
Peso propio	=	500
g	=	3.500 K/ml.

Reacciones:

$$\begin{aligned} A_0 &= 0.3929 \text{ gl} = 6.876 \text{ Kg.} \\ A_1 &= 1.1418 \text{ gl} = 19.981 \text{ »} \\ A_2 &= 0.9286 \text{ gl} = 16.250 \text{ »} \end{aligned}$$

Momentos:

$$\begin{aligned} M_0 &= 0 \\ M_1 &= 0.1071 \text{ gl}^2 = 937.125 \text{ cm/Kg.} \\ M_2 &= 0.0714 \text{ gl}^2 = 624.750 \text{ »} \\ M_{m1} &= 0.0771 \text{ gl}^2 = 674.625 \text{ »} \\ M_{m2} &= 0.0364 \text{ gl}^2 = 318.500 \text{ »} \end{aligned}$$

Adoptamos un ancho $b = 30 \text{ cm.}$ y una altura de nervio:

$$h = 0.411 \sqrt{\frac{M_1}{b}} = 73 \text{ cm.}$$

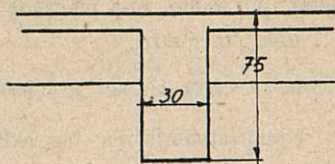


Fig. 17.

Armadura:

En el 1. ^{er} tramo	$F_e = \frac{M_{m1}}{\varphi h \sigma_c} = 8'8 \text{ cm}^2 = 5 \phi 16$
En el 1. ^{er} apoyo	$F_e = \frac{M_1}{\varphi h \sigma_c} = 13'5 \text{ cm}^2 = 2 \phi 16$
En el 2. ^o tramo	$F_e = 4'1 \text{ cm}^2 = 2 \phi 16$
En el 2. ^o apoyo	$F_e = 8'1 \text{ cm}^2 = 4 \phi 16$

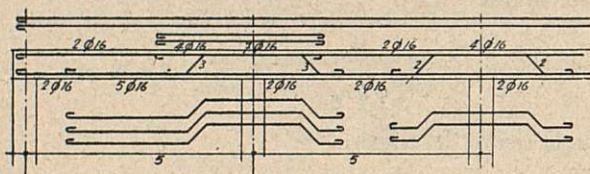


Fig. 18.

Para los pies derechos adoptamos secciones de 30×30 para los pies intermedios, y 15×30 para

los extremos, con lo cual se alcanzan fatigas inferiores a 22 kgs. por cm^2 .

Comparadas ambas soluciones, vamos a proceder al estudio económico del problema. A tal objeto, y previas las cubicaciones de los distintos elementos, se ha formado el siguiente cuadro comparativo para la estructura de la terraza, ya que, en el resto del edificio, la influencia resulta despreciable:

	M ³ hormigón	Kgs. hierro	Coste Ptas.
Edificio dispuesto para el aterrizaje	1.123,20	55.313,94	824.417,66
Edificio no apto para el aterrizaje... ..	475,77	18.733,04	331.314,57
Diferencia			493.103,09

o sea 500.000,00 ptas. en un edificio cuyo presupuesto total puede estimarse en 10.000.000 de pesetas, o sea, un aumento de coste del cinco por ciento, en números redondos, cifra que, en nuestro concepto, podría amortizarse perfectamente mediante los derechos que percibiera la entidad propietaria del inmueble sobre el despegue, aterrizaje o aparcamiento de helicópteros, en forma análoga a lo que se establece en los aeropuertos.

Palma de Mallorca, abril de 1950.

N.º 207. - Aguas de Toledo

Autor: D. ANGEL ORTIZ DOU

Ingeniero de Caminos

INTRODUCCIÓN

Por indicación del Ilmo. Sr. Ingeniero Director de los Servicios Hidráulicos del Tajo, a los cuales me hallo adscrito, me propongo desarrollar en este trabajo, que tengo el honor de presentar en el *II Congreso Nacional de Ingeniería*, lo que ha sido y lo que es el abastecimiento de una población como Toledo, en la que concurren circunstancias históricas y geográficas que la hacen acreedora a una pequeña atención, por lo menos, entre los que nos dedicamos a estas actividades.

No vamos a pretender estudiar con detalle todas las soluciones que, más o menos completas, ha tenido el problema del agua en Toledo a través de los tiempos; pero sí echaremos una ligera ojeada a ese lejano panorama, para poder llegar a comprender lo que el actual abastecimiento del Torcón significa.

Al ocuparnos de éste hemos de hacer notar que no van a encontrar nuestros lectores, en su estudio, ningún detalle digno de especial mención, pues ya que el asunto no planteaba problemas excepcionales, hemos seguido el criterio de proyectar soluciones autárquicas, no sólo en cuanto a materiales, sino también en cuanto a métodos y procedimientos.

Aprovechamos esta ocasión, al cabo, casi, de 30 años de experiencia profesional, para aconsejar a los ingenieros jóvenes que, cuando hayan de innovar o de inventar alguna cosa rebusquen mucho antes de decidirse por su feliz idea, pues seguramente ya ha de estar descubierta; y si, no obstante, han de verse en la necesidad de innovar algo, o revolucionar mucho, piensen, más que en su propio lucimiento, en las exigencias de la realidad y condiciones del posible constructor.

Hay, sin embargo, dos puntos en toda esta Memoria que creo de verdadero interés el señalar:

1.º El Calendario de la ejecución del abastecimiento del Torcón marca las enormes posibilidades que existen en España para llevar a cabo un conjunto de obras, de índole muy diversas y extendidas en una gran zona, con importe de cerca de 40 millones de pesetas, en el plazo exigido por los usuarios, siempre que se proceda con organización eficaz y buena voluntad general.

2.º Debe dedicarse especial atención a la parte destinada a estudiar los aforos, pues allí vemos la enorme importancia que tienen las actuales sequías, por desgracia tan pertinaces y frecuentes, que hacen deba

proyectarse de ahora en adelante teniendo muy en cuenta estos datos, si no queremos encontrarnos con obras inútiles el 50 % de los años.

Designamos este trabajo con el nombre genérico de «Aguas de Toledo», pues fué el banderín de la gran campaña que a fines del siglo pasado se hizo en aquella ciudad, para intentar resolver el problema.

Consta esta *Memoria* de tres partes:

I. *El abastecimiento de Toledo a través de los tiempos.*

II. *Proyecto de abastecimiento de agua a Toledo del arroyo Torcón.*

III. *Ejecución del abastecimiento del Torcón.*

I

EL ABASTECIMIENTO DE TOLEDO A TRAVÉS DE LOS TIEMPOS

ÉPOCA PRERROMANA

Toledo, siempre presente en la historia del mundo, ha sentido constante sed material, agravada moralmente por hallarse rodeada de caudaloso río, pero cuyas aguas son de impotabilidad tan manifiesta y tan cargadas de sales, que se llegaron a usar en Roma como medicinales, según nos dicen Herodiano, Anmiano Marcelino, y Simón Montero, para el cuidado de la piel por la gente patricia del Imperio.

Los iberos y demás habitantes prerromanos utilizaban aljibes, que llenaban con agua de lluvia o de manantiales próximos.

A fines del siglo II, los romanos se deciden a afrontar el problema del abastecimiento colectivo de la ciudad, y construyen una de las traídas de agua más importantes de la época.

ABASTECIMIENTO ROMANO

Si bien los restos aún existentes han permitido reconstruir en gran parte lo que fué esta obra, poco o nada podemos sacar de las crónicas y demás medios de la época en que se construyó y de las posteriores, hasta el siglo XVII, en que empieza a ser citado, pero con errores tan grandes como enlazarlo con obras romanas de este tipo que aparecen en la zona de Consuegra y llamarle acueducto de los Yébenes; regiones ambas distintas de las en que se desarrolla esta obra.

Conquistada Toledo por Fulvio Novilior, aún sigue la Carpetania en franca rebeldía, y no es presumible que entonces los romanos la obsequiasen con obra de esta importancia. Así es que no podemos situar su construcción hasta el siglo II a. de Jesucristo, en que

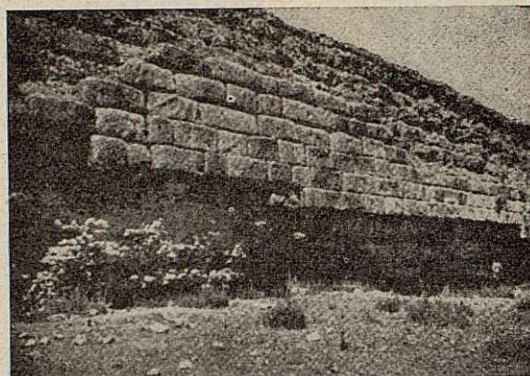


Fig. 1

Presas: Restos de la sillería de aguas arriba.

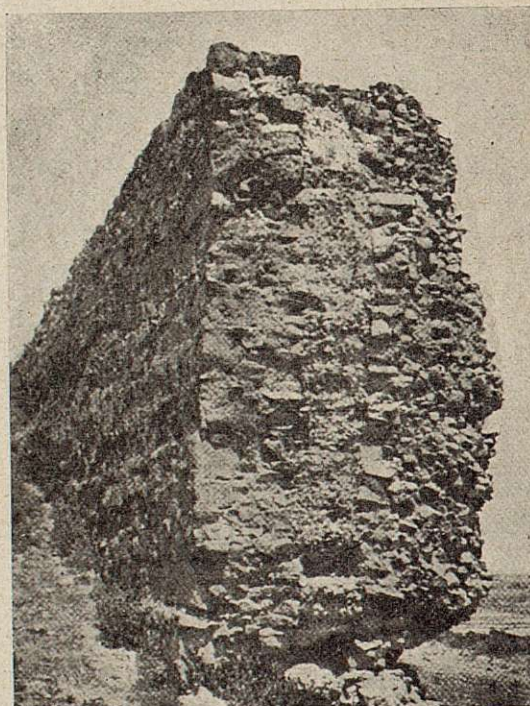


Fig. 2

Sección de rotura de la presa.

el Imperio Romano en la Península Ibérica, ya en gran parte pacificada, desarrolló la actividad de todos conocida. Las estructuras que aún quedan nos lo confirman, por comparación con otras semejantes (figs. 1 y 2).



Fig. 3

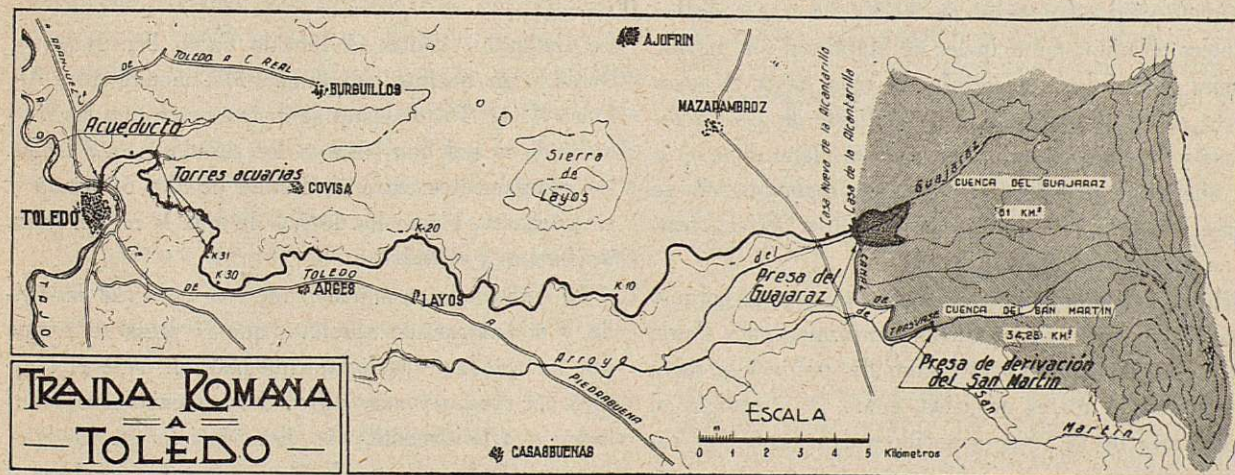


Fig. 4

La obra consta de:

Embalse situado en las estribaciones de los Montes de Toledo (término de Mazarambroz), en la finca denominada «Alcantarilla». Este nombre nos demuestra que se perdió la designación romana y fué rebautizado por los árabes con un nombre que recordaba algo de su destino primitivo.

La capacidad era sólo de 8.400 m³, producida por presa en el arroyo Guajaraz, de 860 m. de longitud en la coronación, y 20 m. de altura en el centro; su paramento aguas arriba era vertical y de magnífica sillería, que luego sirvió para construir la Colegiata y el Castillo de Orgaz.

El macizo central era de la conocida argamasa romana a base de cal, y quedan vestigios para asegurar que aguas abajo estaba defendido por gran terraplén.

La cuenca de este arroyo es sólo de 51 Km², y se debió ver que no era capaz de llenar el embalse algunos años, por lo cual fué aprovechado un pequeño puerto; se le incorporó el arroyo San Martín, que tiene 35 Km² de cuenca, por medio de un canal de transvase que aún se conserva en la finca del «Castañar».

De todos modos, estos dos arroyos juntos habrían años que darían un caudal muy escaso, como se deduce de los aforos que se hicieron al estudiar las diversas soluciones posibles en la actualidad. Por otra parte, estos arroyos tienen un carácter torrencial, y ello originó que en fecha, anterior desde luego al siglo VIII, como luego demostraremos, el agua rompiese la presa por el centro y la inutilizase. Frogones arrastrados a más de 500 m. nos lo demuestran. Incluimos un aguafuerte de cómo está en la actualidad.

Conducción.—Un canal de 38 Km. a través de los actuales términos municipales de Mazarambroz, Layos, Covisa y Toledo, que llevaba el agua hasta el acueducto sobre el Tajo con una pendiente de 1,50 milésimas y la sección que aparece en el plano, lo que le da una capacidad de 100 litros por segundo. Aún se conservan trozos en que puede estudiarse perfectamente su estructura (figs. 4 y 5).

Hasta frente al pueblo de Layos el terreno permite llevar al canal una pendiente uniforme, pero desde allí hasta el acueducto el exceso de desnivel se salva introduciendo torres acuarias, como la inmediata al Monasterio de la Sisla, conocido vulgarmente por torre de vidrio, porque sirvió en otro tiempo como horno para esa fabricación.

Varios autores del siglo XVIII apuntan la idea de que esta conducción incorporó en su camino otros manantiales que designan con el nombre del Castaño, del Roble y del Val de la Degollada. No hay duda que al decir «Castaño» se refieren al transvase del arroyo San Martín, que nace, como dijimos, en la finca «El Castañar». Los demás están más próximos a Toledo y son los que durante los últimos tiempos de funcionamiento deben alimentar exclusivamente el abastecimiento, pues éste, según los historiadores, quedó destruido, o en el año 828, cuando Abderramán II quiere librarla de Hiscen el Atihs, o en el 859, en que Mohamad I reduce a la obediencia a Solia Ben Muza, o a lo más en 930, por los esfuerzos que hace el cali-

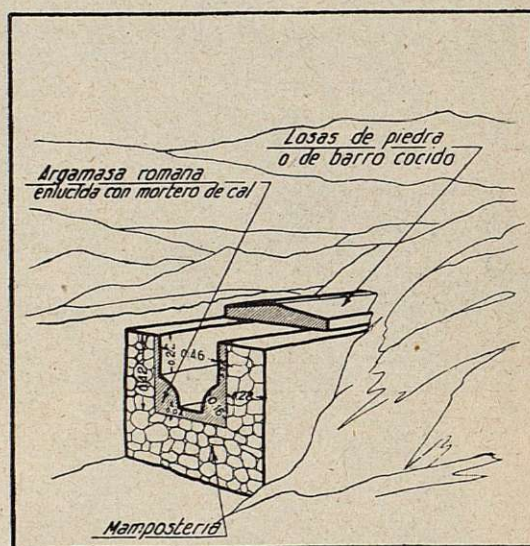


Fig. 5
Canal de la traída romana.

fa Almondhir contra el rebelde Caleb ben Halsuna. Desde luego, no funciona ya en 1085, cuando entra Alfonso VI en Toledo, pues se insiste mucho en las crónicas de la sed que pasaron los sitiadores que tenían los campamentos entre el Castillo de San Servando y el acueducto, y eran los dueños de toda la región hasta las fuentes y el embalse.

La insistencia en suponer que esta obra fué destruída y el ignorar, en absoluto, que la presa se rompe por un accidente perfectamente natural, dado el régimen del arroyo y muy difícil de producir en aquellos tiempos artificialmente, nos hace insistir en la gran cooperación a esta traída de las fuentes próximas a Toledo.

Existe una enorme desproporción, si medimos con el actual criterio, entre la capacidad del embalse, el volumen de la presa y el caudal del canal. Pero si pensamos en la escasa importancia de la mano de obra y admitimos, como ya indicábamos, aportaciones de agua de otras fuentes, quedará paliada esa impresión, aunque nunca podamos eliminar completamente la idea de que esa desproporción hace que cuando la obra sufre destrucciones se abandona y no se piense en reconstruirla.

Acueducto de Toledo.—Los 70 m. que está sobre el nivel del río Tajo lo hacen el más importante de la época romana en España.

Aún quedan frogones en las inmediaciones de la nueva Academia Militar, que juntamente con unos restos de conducción romana que aparecieron en la calle

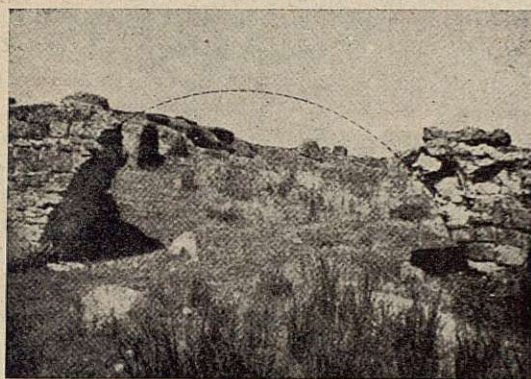


Fig. 6
Primer acueducto de la conducción.

del Comercio, nos demuestran que la reproducción hipotética del ingeniero geógrafo Sr. Rey Pastor es acertada en cuanto a la altura, y no lo es, en cambio, la de dos órdenes solamente, y mucho menor (unos 30 m. sobre el nivel del río), que sostuvo Amador de los Ríos, apoyado por la teoría de que la Puerta de los «doce cantos» es «doce caños», y allí terminaba el acueducto y la conducción.

No podemos suponer que los romanos hicieran una obra tan importante para dejar el agua 12 ó 20 m. más baja que un edificio como el pretorio situado al nivel del actual Zocodover.

También es de interés señalar que, dado el enorme tamaño del frogón inferior de la orilla izquierda, se trataba de un acueducto con paso de peatones para entrada en la ciudad, muy semejante al de Gard sobre

el Ródano en Provenza. En este mismo lugar y con la misma altura es donde se proyectaba el puente monumental que unía la Nueva Academia con el Alcázar.

En un principio nosotros aceptamos como buena en su totalidad la reconstrucción del Sr. Rey Pastor, pero cambios de impresiones posteriores con autoridades en la materia, y la imposición del sentido común, nos deciden a afirmar que si bien la altura era la preconizada por el Sr. Rey Pastor, no pueden admitirse las dos filas de arcadas pequeñas, sino una sola más alta que no produzca apoyos sobre el centro de los arcos inferiores.

Todo lo que antecede es producto de la observación sobre el terreno o de datos sueltos que hemos conseguido reunir; pero también consideramos de interés copiar a continuación una información del año 1573, que dice así:

«Relación escrita por el doctor Dr. Francisco Pérez Bayer sobre el acueducto Toledano, con este título:
»Razones y conjeturas para probar que en lo antiguo,
»y en tiempo no sólo de moros sino de romanos, hubo
»conducto o cañería de agua por donde ésta entraba
»por sí misma y abastecía a Toledo.

«Lo primero que en una ciudad conocida por famosa por Livio, Plinio, el Itinerario de Antonio que la hacen fin o mansión de un viaje Iter (dice) Á LAMINIO TOLETUM MP. XCV, por Julio Honorio, orador, en sus Excerptas, por Æthico (o el que fué autor de la Cosmografía que corre en su nombre) el cual la pone entre las ciudades famosas, por el anónimo Ravennatense (aunque autor o escritor del siglo VII), y otros autores; a más de esto, en una ciudad adornada de varios edificios públicos para la diversión, esto es, no necesarios, como son dos circos, uno para los juegos y carreras en invierno en la Vega, otro para verano en las Covachuelas, de que ambos a dos hay vestigios, una escena o teatro para las representaciones junto al circo de la Vega, y algo más hacia Norte como a cuatrocientos pasos otros vestigios de edificio, que acaso serían cárceles para los caballos que habían de correr; habiendo pues tanto edificios públicos voluntarios y de pura diversión, es más verosímil que hubiese antes que todo algún acueducto o conducto público de agua, especialmente en una ciudad que totalmente carece de ella para beber, pues los pocos pozos manantiales que hay son salobres. Además de esto, que el edificio de las cañerías era casi común en las ciudades aun de menos nombre que Toledo, y cosa que atendían los romanos con gran cuidado como tan políticos, como que en ella consistía regularmente la pública salud. Así los hay y he visto yo en Arlés, en

»Nimes en Francia, en Tarragona, y los hay en Se-
»villa, llamados los Caños de Carmona, en Segovia,
»en Teruel y en otras mil partes.

»Ya pues que hubiese de haber cañería de agua,
»debió precisamente ésta traerse de la otra parte del
»Tajo en el espacio que hay entre las dos puentes, des-
»de el Castillo de San Servando hasta la ermita que
»está junto al puente de San Martín; pues toda esta
»región transtagana es abundante de aguas y fuentes
»de buena calidad, como por el contrario las de la
»otra parte del río, donde está Toledo y cercanías,
»todas las aguas son salobres; y además de esto, sola
»la región transtagana, que hemos dicho, domina la
»ciudad, lo que era menester para el curso de las
»aguas, y la otra parte está más baja, conforme va
»apartándose el río.

»Que la pretendida cañería viniese por el Castillo
»de San Servando, y por el camino que pasa junto
»a dicho Castillo (por el cual se va a Andalucía), me
»parece lo demuestran los vestigios, que hoy quedan
»sobre el dicho camino, conforme se va desde Toledo
»a la Sísila, a mano izquierda, antes de llegar al Hu-
»milladero de la Guía. Allí, pues, se ven a trechos y
»como por espacio de 100 pasos, unos frogones de ar-
»gamasa antiquísima, de la misma obra que son los
»dos circos, los cuales frogones tienen forma de pila-
»res de arcos, con arranques de un lado y de otro,
»los cuales pilares tienen precisamente el grueso que
»necesitan para que por cima pasase el agua, y no
»pueden ser para otro edificio, ya por no ser tan ro-
»bustos como convenía, ya porque están a lo largo, y
»sin que les correspondan otros frogones a los lados,
»como precisamente había de ser (o haber señas) si fue-
»sen vestigios de otro edificio. Añádase a esta conje-
»tura, el que hoy en aquel mismo sitio hay un con-
»ducto de agua, por donde se conduce a un cigarral
»junto al castillo, que es de los PP. Trinitarios Cal-
»zados, que dista de allí como 200 pasos; siendo ve-
»rosímil que las reliquias del conducto antiguo convi-
»dasen al que se aprovechó de ellas, para llevar el
»agua a sus tierras, y acaso buena parte del conducto,
»por donde hoy van las aguas hasta allí, sea la antigua
»cañería pública.

»Lo que hace más verosímil todo lo sobredicho es
»una torrecilla, que hoy se conserva entre la ermita
»de Santa Ana, que es del colegio de la Compañía de
»Jesús de Toledo, y el Monasterio de Gerónimos de
»la Sísila, la cual torrecilla se llama (según nos dije-
»ron los PP. de la Sísila) el Horno del vidrio. Esta to-
»rrecilla, pues, es una de las que se llaman Arcas de
»agua, a las que los romanos llamaban «castellum
»aquarium», inventadas así para desahogo de las aguas,
»como para que haciendo menos peso, no trabajasen
»tanto las cañerías, y durasen más. Tienen la torrecilla
»como de 15 a 16 pies de frente, y otros tanto al
»opuesto lado. Los costados tendrán como 20 pies

»cada uno. El edificio es cuadro-oblongo: la frente
»por donde sale o salía el agua, mira entre Oriente y
»Norte. Está la torrecilla pegada a un colladito, cuya
»altura a 15 pasos de distancia ya iguala la altura de
»la torrecilla, y desde ésta sale por la frente o haz,
»que mira entre Poniente y Mediodía, sale, digo, un
»espolón, que es el arranque del arco por donde se
»continúa la torrecilla con el colladito de donde ve-
»nía el agua, y por un canal, que iba sobre el arco
»(cuyas señas hoy se conservan muy claras) venía el
»agua, y llegaba sobre la torrecilla a una especie de
»pila redonda, como las que suele haber en las fuen-
»tes de los jardines, en medio de la cual pila hay un
»agujero y cañón, que baja perpendicularmente por
»dentro de la torrecilla, y abajo tiene por recipiente
»otra pila cuadrilonga, de piedra berroqueña, en la
»cual pila hay otro agujero o redondo, que correspon-
»de perpendicularmente a dicho cañón, por donde pa-
»rece que el agua se sumía, y camina encubierta hacia
»la ermita de Santa Ana y Toledo. El cañón está por
»dentro forrado de unos ladrillos muy grandes y grue-
»sos, que forman cada uno un medio círculo con dos
»más dientes uno a cada lado, para que estuviesen
»más seguros y fuertes, y el agua que caía por el
»agujero no los arrancase. Su figura y todo lo demás
»ya demostrada por D. Francisco Javier de Santiago
»Palomares, que la dibujó en presencia de su padre
»y mía el día 25 de febrero de 1752. El diámetro del
»cañón es algo más de media vara, y por él puede en-
»trar y salir un hombre sin mucha fatiga. Esto prue-
»ba, pues, que esta agua era para otro uso que el de
»algún particular, pues nadie podría necesitar tanta
»sino un común o público.

»Si estas conjeturas pareciesen al lector de algún
»fundamento, le hemos de tomar de aquí también para
»decir, que acaso el agua que va por el arroyo que
»pasa por la cerca del monasterio de la Sísila (el cual
»arroyo dista pocos pasos de allí), entraba por este
»canal, y después el acueducto encubierto, pero con
»algunos otros respiraderos a trechos, venía junto a
»la ermita de Santa Ana, y desde allí por el camino
»viejo que llaman de la Plata, hasta el humilladero de
»la Guía, donde están los frogones de los arcos que
»arriba dijimos.

»Resta, pues, ahora saber por dónde entraba el agua
»en Toledo, y estando dichos frogones tan inmedia-
»tos, y en proporcionado declive el antiguo puente de
»Toledo, de que hay en ambas a dos riberas del Tajo
»frente de la Puerta de Doce-Cantos señas muy cla-
»ras, siendo el dicho puente tan elevado como es, y
»tan antiguo (pues el frogón que está en el río es de
»la misma argamasa romana que todos los demás), sos-
»pecho que este puente no sólo servía para el tránsito
»de las gentes, sino también de camino para conducto
»de agua viva a la ciudad, o bien habiendo dos órde-
»nes de arcos, como en Segovia, Tarragona y Teruel,

»y que por uno fuesen las gentes, y es a saber, por el
»de más abajo, y por el de arriba las aguas, o que por
»uno mismo uno y otro, por medio de algún canal.

»Así lo sospechaba por las razones y conjeturas
»sobredichas, sujetándolo a la censura de los doctos y
»curiosos en estas materias.»

Al poco tiempo publicó el mismo Bayer, lo siguiente:

«Éstas, que hasta aquí eran conjeturas, son ya de-
»mostración, pues habiendo el día 28 del mismo mes
»salido en compañía del R. P. Andrés Márcos Burriel,
»de la Compañía de Jesús, y de los Sres. Palomares,
»a ver si hallábamos algún rastro del conducto o ca-
»ñería antigua, le encontramos muy claro, sobre el ca-
»mino que llaman de la Plata, en la ceja del monte en
»que está fundado, como a seis o siete varas de dicho
»camino, el cual conducto sigue por cerca de 600 pa-
»sos dicho monte, y es un canal descubierto, que ten-
»drá más de dos cuartas de ancho y como una tercia
»de profundo. El mismo canal descubrimos después
»al pie del Castillo aquario; pero en el intermedio es-
»pacio no se ha hallado hasta aquí.

»Después, en 29 de febrero del año bissextil 1752
»fuí yo a ver el principio de la fuente del arrollo, que
»pasa por cerca de la Sisle, y se llamaba de Val de
»la degollada, la cual fuente dista como 600 pasos de
»la Sisle al lado del camino de Cobisa, y halló otro
»edificio tan romano como todo lo demás, el cual cie-
»rra la fuente, que nace a borbollones en bastante
»copia (que acaso sería aún más si se beneficiase); lo
»que prueba que aquella agua era la que venía a To-
»ledo. Que viniese por el puente de la Puerta de Doce-
»Cantos, y que el edificio que se usase efectivamente,
»lo prueba la corteza de los sillares del frogón, que
»está frente de dicha puerta, en la ribera opuesta, la
»cual corteza hoy manifiesta haber corrido por encima
»agua, pues está del mismo modo que los pilares de
»las hazeñas y los de las dos azudas, y es de la cal
»que el agua fué poco a poco sacando de entre los si-
»llares.»

Como se verá contiene datos que ahora ya hemos
comprobado son inexactos, pero siempre es de interés
para animar a los que se dediquen a estos estudios,
a publicar una monografía de tan importante obra ro-
mana.

Otras fuentes de información que pueden ser inte-
resantes para este fin son:

«Viaje a España».—Antonio Ponz.

Tomo I., Carta V, números 6 y 7 de la tercera edi-
ción.

La lámina que titula «Acueducto Romano de Tole-
do» no es esa parte de la obra, sino la presa de
«Alcantarilla» que constituía el embalse de la misma.

«Historia de la ciudad de Toledo».—Antonio Martín
Gamero.

Página 175 y siguientes de la edición de 1862.

«Sumario de las Antigüedades romanas que hay en
España».—Cea Bermúdez.

Página 71.

«Historia de Toledo».—Conde de Mora.

Parte I, Libro III, Capítulo XXVIII.

«Monumentos arquitectónicos de España-TOLEDO».
Amador de los Ríos.

Tomo I, página 21.

«Historia de España».—Menéndez Pidal.

Tomo II, página 600.

Hacia el año 1935 el padre Marianista, D. Fidel
Eluidio, hizo un estudio documental y sobre el terre-
no de esta obra romana, pero asesinado poco después,
desconocemos dónde haya ido a parar su obra.

Erróneamente se trata, por todos los primeros auto-
res que se dedican a estudiar esta obra, de relacionar-
la con los acueductos que encontramos en tierras de
los Yébenes, Mora y en especial Guadalerzas (todos
del S. de Todelo); no hay razón ninguna para ello,
pues ni la distancia a nuestro embalse de origen, ni la
orografía, ni la época lo pueden confirmar. El más
caracterizado de estos acueductos, que es el Puente
Secas en las Guadalerzas, es una construcción romana
decadente, de época muy posterior a más de 60 ki-
lómetros de «Alcantarilla», y a mayor nivel sobre el
mar.

EDAD MEDIA

En la Edad Media se utilizan aljibes y pozos, muchos
de ellos con brocales de gran interés artístico. Las
pocas mansiones árabes de importancia en la vega
de Toledo disponían de juegos de agua, clepsidras,
«cubbas», etc., que se han perdido; considero de in-
terés episódico copiar a continuación dos monogra-
fías con esto relacionadas:

«Descripción de las clepsidras de Az-Zárcal, que
tradujo del texto original de Az-Zohri el Sr. D. Pas-
cual de Gayangos.»

«Una de las ciudades mayores de España es Toledo, y Toledo es ciudad grande y bien poblada. Rodéala por todas partes un río caudaloso que le dicen Tajo. Unos quieren que sea fundación de los Césares, otros que de los godos, como quiera que los reyes de esta última nación fijaron su corte en ella: no falta quien diga que su origen es mucho más antiguo, y que fué fundada por los asirios. El geógrafo Aben Guiezzar, en su libro titulado Agiayibo-l-boldán o Maravillas de la tierra habitada, cuenta que Nemrod, que es el mismo Pharaon del profeta Abraham, el amigo íntimo de Dios, habitó en Toledo, cuando por mandado de su padre pasó a hacerse cargo del gobierno de Al-magreb o tierras de Occidente, y que de Toledo fué de donde salió para fundar a Cartagena, ciudad situada sobre la costa del mar Mediterráneo en la Cora o provincia de Tudmir, como diremos más adelante, si Dios excelsos nos lo permite.

«Entre las cosas raras y notables que se observan en Toledo, unas es que el trigo se guarda setenta y más años sin corromperse, lo cual es una gran ventaja, como quiera que toda su tierra es muy abundante en granos y semilla de todo género. Pero lo que hay de maravilloso y sorprendente en Toledo, tanto que no creemos que haya en todo el mundo habitado ciudad alguna que se le iguale en esto, son unas clepsidras o relojes de agua que fabricó el famoso astrólogo Abu-l-cásem Abdo-r-rahman, más conocido por el renombre de Az-zarcal. Cuenta que este Az-zarcal, como oyese de cierto talismán que hay en la ciudad de Arin, en la India Oriental, y del cual dice Masudi que señalaba las horas por medio de unas aspas o manos, desde que salía el sol hasta que se ponía, determinó fabricar un ingenio u artificio, por medio del cual supiesen las gentes qué hora del día o de la noche era, y pudiesen calcular el día de la luna. Al efecto, hizo cavar dos grandes estanques en una casa a orillas del Tajo, no lejos del sitio llamado Babo-d-dabbaguin (la puerta de los Curtidores), haciendo de suerte que se llenasen de agua o se vaciasen del todo, según la creciente y menguante de la luna.

«Según nos han informado personas que vieron estas clepsidras, su movimiento se regulaba de esta manera. No bien se deja ver la luna nueva, cuando por medio de conductos invisibles empezaba a correr el agua en los estanques, de tal suerte, que al amanecer de aquel día estaban llenas sus cuatro séptimas partes, y que al anochecer había un séptimo justo de agua. De esta manera iba aumentando el agua en los estanques, así de día como de noche, a razón de un séptimo por cada veinticuatro horas, hasta que al fin de la semana se encontraban ya los estanques a mitad llenos, y en la semana después se veían llenos del todo, hasta el punto de rebosar el agua. Ve-

nida la catorcena noche del mes, y cuando la luna empezaba a menguar, los estanques se iban vaciando de la misma manera y en la misma progresión con que se habían llenado. Cumplidas las 21 noches y 21 días del mes, ya no quedaba en los estanques más que la mitad del agua, menguando cada día y cada noche hasta cumplirse los 29 días del mes, hora en que quedaban de todo punto vacíos y sin más agua que la que se les pudiese haber echado desde afuera; con esta circunstancia notable que si alguno intentaba, mientras el agua iba en aumento, disminuir la que había en los estanques, extrayéndola con cubos o de otra manera, lo mismo era cesar la operación que brotaba otra vez por aquellos conductos invisibles el agua suficiente para llenar el vacío; de suerte que por ninguna manera se alteraba la medida y progresión de las aguas. Y en verdad que debía de ser cosa maravillosa y nunca vista, pues si bien es cierto que el ídolo de la ciudad de Arin, en la India, es notable por su construcción, aún lo es más este de Toledo, por cuanto aquél está en su región y en un grado del Ecuador en que las noches y los días son siempre iguales, mientras que éste está en un sitio y bajo una latitud en que, como es sabido, las noches son más cortas y los días más largos. Pero sólo Dios es sabedor, y no nos toca a nosotros, pobres mortales, el tratar de penetrar en sus insondables misterios.

«Según dijimos arriba, estas clepsidras o relojes de agua con sus correspondientes estanques, están bajo un mismo techo, en un edificio fuera de Toledo. Cuando el rey de Toledo, que lo era entonces un tal Adefonx (Alfonso), ¡maldígale Alá!, tuvo noticias de ellos, entróle el deseo de ver cómo se movían, y al efecto mandó a uno de sus astrónomos que socavase uno de ellos y viese cómo y de dónde le venía el agua. Hízose como lo mandaba el rey, y el resultado fué que quedó de todo punto inutilizada la máquina. Esto fué en el año 528 de la Hégira (1134 de Cristo), tiempo en que, según dejamos dicho, reinaba en Toledo el rey Alfonso. Cuentan que un maldito judío, a quien llamaban Honayn-ben-Rabua, y era grande estrellero, fué el causante de esta desgracia; pues como desease en extremo penetrar el artificio, por medio del cual se movía toda aquella máquina, pidió al rey que le permitiese sacar de cuajo una de las clepsidras para poder ver lo que había debajo; prometiéndole volverla a su lugar tan pronto como se hubiese enterado de las piezas que la componían. Dióle el rey licencia para ello, mas cuando el judío (¡maldígale Alá!) quiso volverla a su sitio, no le fué posible. El insensato creyó que podría mejorar el movimiento, haciendo de suerte que los estanques se llenasen de día y se vaciasen de noche, mas todo fué en vano: no consiguió su intento, y la máquina quedó inutilizada para siempre. Este mismo judío fué el que en el año 527, y en un mismo día, trasladó a Toledo todos los baños termales de España, y el que

»anunció a Alfonso que entraría en Córdoba. Sea Dios
»servido restituirla a sus fieles servidores los Mus-
»limes.»

«Relación que de Toledo se hace en la Geografía
de Edrissi, publicada en París en el año 1840 por
P. Amadeo Jaubert, traduciéndola del árabe al fran-
cés con presencia de dos manuscritos de la Bibliote-
ca real.»

«La ciudad de Toledo, situada al Oriente de Tala-
»vera, es una capital tan importante por su extensión
»como por el número de sus moradores. Rodéanla
»fuertes murallas, y la defiende una al-cazaba o
»castillo bien fortificado. La época de su fundación
»es antiquísima (literal: se remonta al tiempo de
»los amalecitas). Está colocada sobre una eminencia,
»y pocas poblaciones se la pueden igualar en la soli-
»dez y altura de los edificios, en la belleza de sus
»cercanías y la fertilidad de su campiña regada por el
»gran río Tajo. Divísase allí un puente curiosísimo,
»compuesto de un solo arco, por bajo del cual corren
»las aguas con gran violencia, haciendo mover una
»máquina hidráulica que las eleva a noventa codos
»de altura, y al llegar a la del puente, discurren sobre
»su suelo (literal: corren sobre su espalda), y pene-
»tran a seguida en la ciudad.

»En la época de los primitivos cristianos (los go-
»dos), Toledo fué capital de su imperio y centro de
»comunicaciones. Cuando los musulmanes se hicieron
»dueños de Andalucía, encontraron en esta población
»provisiones y riquezas incalculables, entre otras va-
»rias, ciento setenta coronas de oro con perlas y pie-
»dras preciosas, mil sables de la especie llamada
»Melki, o sea de labores de oro y plata embutidas
»en el acero, perlas y piedras finas a fanegas, in-
»numerable cuento de vasos de oro y plata, y la me-
»sa de Salomón, hijo de David, la cual dicese que
»estaba enriquecida de esmeraldas, y que se halla
»actualmente en Roma.

»Los jardines que rodean a Toledo están cruza-
»dos por canales en donde se ven establecidas ruedas
»de rosario (norias) destinadas a los riegos de los
»planteles que producen, en suma prodigiosa, frutos
»de incomparable bondad y hermosura. A todos lados
»se admira allí preciosas posesiones y casas de re-
»creo que son castillos bien defendidos.»

Para que se comprenda ahora cómo abreviaron y
hasta corrompieron este texto los copiladores de los
siglo XVI y XVII, que, sin duda, tuvo a la vista Con-
de al traducir La descripción de España de Xerif Ale-
dris, publicada de orden superior en la Imprenta Real
el año 1799, véase lo que consignó de nuestra ciu-
dad a las páginas 25 y 26:

«Medina Tolaitola es centro de todas las provin-
»cias del Andalús, de tal suerte, que desde ella a Me-
»dina Corveta entre Occidente y Mediodía nueve jor-
»nadas; y desde la misma a Lisboa al Occidente nueve
»jornadas; y de Tolaitola a Sant-Jacút, que está so-

»bre el mar Alanklisin, hay nueve jornadas; y de la
»misma a Gaca hacia el Oriente nueve jornadas; y de
»la misma a Medina Valensia entre Oriente y Mediodía
»nueve jornadas; y de la misma también a Medina
»Almería sobre el mar Xâm nueve jornadas; y la
»ciudad Tolaitola fuén en tiempo de los romanos la
»ciudad del Rey, y morada de sus Prefectos; y en
»ella se encontró la mesa de Soliman Alei Salam, y
»muchos otros tesoros que no se pueden contar.»

Cualquiera diría que los textos de Conde y de Jau-
bert son de diferentes autores, pues en nada en ver-
dad se parece el uno al otro.

RENACIMIENTO

En el año 1526 se montó en los molinos de Garcí
Sánchez cerca del puente de Alcántara una máquina pa-
ra subir las aguas del Tajo a Zocodover, por ingenie-
ros que hizo venir de Alemania el marqués de Zenete,
camarero mayor del Emperador Carlos V. Duró poco
este aparato, que consistía en unas bombas (mazos di-
cen los apuntes que se conservan de aquella época) que
elevaban el agua por unos cañones de metal, con tanta
violencia, o con tal presión como ahora decimos, que
todos se rompían y no se encontró materia de qué
fundirlos que resistiera a la fuerza del agua en mo-
vimiento. Esta causa hubieran podido preverla los
ingenieros; pero lo que no podía estar a su alcance
era que los señores de Iglesia se opusieran a pagar
un impuesto sobre el agua primero y después sobre
el vino, con que sucesivamente se recargaron estos
artículos para allegar los recursos con que debía ter-
minarse la obra.

En 1562 los ingenieros Juan de Coten y Maese Jorge
el flamenco, proyectaron una máquina para subir las
aguas del Tajo a esta ciudad, pero se cree que no
llegó a funcionar.

En el año siguiente de 1563, le tocó a su vez al
famoso Juanelo Turriano, de quien dice un autor in-
glés, que desde la condición de relojero se elevó a
la categoría de los ingenieros más célebres de su épo-
ca, por sus obras hidráulicas de Toledo. En 1565 con-
trató, en una cantidad alzada y canon anual con el
Ayuntamiento, la construcción de su artificio, obligán-
dose a elevar una cierta porción de agua a la altura
del Alcázar. El Rey D. Felipe II, a cuyo servicio es-
taba Juanelo desde la muerte del Emperador, sumi-
nistró fondos para la obra, y por esta razón y por
creerse perjudicado en su contrato el Ayuntamiento no

se satisfizo a Juanelo la cantidad estipulada y el agua se quedó en el Alcázar para el servicio de sus dependencias, por más que algún autor, que ha escrito sobre Juanelo un libro muy interesante, asegura que se distribuyó en la ciudad. Dice el mismo autor que no satisfecho Juanelo con el resultado del primer artificio, construyó otro junto al primero, para aumentar la duración del agua. Lo que parece es, que el Rey, que vigilaba con interés e inteligencia las muchas obras que acometió en su resguardo, se quejó de que las aguas del primer artificio no alcanzasen sólo a las cuevas y no llegasen a la altura del pavimento del patio del Alcázar, y que para conseguirlo mandó construir un segundo artificio. La máquina de Juanelo, que su contemporáneo Ambrosio Morales ensalza hasta calificarla de maravilla que asombra y espanta por sus movimientos y regularidad, era más ingeniosa que perfecta; basta decir, que sólo subía 1.600 cántaros de a 4 azumbres en 24 horas, que representan unos 13 m³, empleando en el río una fuerza de unos 15 a 20 caballos, y que sus movimientos complicados la hacían sumamente pesada y expuestas a descomposiciones. Funcionó, con interrupciones, escasamente 50 años. A fines del siglo XVI una gran riada destruyó los dos artificios y Felipe II, después Felipe IV enviaron maestros, para que de las ruinas de los dos aparatos se hiciese uno nuevo. La falta de recursos entorpeció alguna vez estas otras. Hasta que en 1639 se abandonó por completo el artificio, del que sólo queda un mullón formado de arcos sobrepuestos, a la manera de los acueductos, la canal del rey, la caja de la rueda y ningún vestigio de la máquina.

Hemos hecho esta sucinta narración para que este estudio no quede desprovisto de una mención de tan importante obra, pero todo aquel que desee profundizar en el asunto debe ir a los siguientes autores:

Doctor Pisa.—Capítulo XII, folio 23.—Del artificio del agua y Castillo de San Servando.—«*Descripción de la Imperial Toledo*».—Edición P. Rodríguez, 1605.

Ambrosio de Morales.—Folio 90 de la «*Crónica General de España*».

Agustín Ramelli, en 1688, y *Esteban Garcibay* en el siglo XIX.

En nuestros tiempos el ingeniero de Caminos, señor *Aguila* y el suizo *M. Klaulehn*.

Aunque también tenga sólo carácter episódico, no puedo dejar de copiar aquí un documento, que con letra indudable del siglo XVI encontró entre unos papeles de D. Bartolomé J. Gallardo el bibliotecario del Ministerio de Fomento a fines del pasado siglo, y dicen:

«Artificio que (hizo) en Toledo Ianello de Torres, natural de Cremona, en Italia, para subir el agua al alcázar. Con este artificio se sube el agua contra toda naturaleza 450 palmos en alto. Hay, pues, cuanto a lo primero, dos escalas grandísimas que bajan desde lo alto del alcázar hasta la orilla del río, sobre las cuales atraviesan unas grandes vigas donde restriban unos grandes cazos de bronce, hechos de tal manera que por donde reciben el agua son muy anchos, y por donde la despiden angosto. Están estos cazos de tal manera trazados, retribiendo en unos estanques de madera y clavados en ciertas ruedas y cadenas de tal manera, que cuando el último cazo o canjilón que está junto al agua se menea para cojerla, anda toda la máquina con tal artificio, que el primer cazo echa el agua que cojió en el segundo, y el segundo se sube y la echa en el tercero, y así van por su orden, echándola unos y recibíendola otros. Y toda esta máquina se menea con solas dos ruedas que hace andar el ímpetu del agua, y porque no se eche a perder la madera con el sol o lluvias, está toda cubierta, que no es menos grandeza, siendo la máquina tan grande.»

Los demás autores, que he tenido noticia hacen alguna mención del artificio son:

El racionero Pero Sánchez.—«*Historia Moral y Filosófica*».—Editada en Toledo, por la viuda de Juan de la Plaza, en 1590.

Diego Pérez de Mesa.—«*Grandezas y cosas de España*», compuesta por el Mestro Pedro de Medina, vecino de Sevilla, y agora nuevamente corregida y muy ampliada, por Diego Pérez de Mesa, Catedrático de Matemáticas en la Universidad de Alcalá». En esta ciudad, 1595, folio 201.

Fr. Antonio Yepes.—«*Crónica General de la Orden de San Benito*». Tomo I, Edición Matías Morés.—Madrid, 1609.

Don Juan Alvarez Cotoner.—«*Les Delices d'Espagne et de Portugal*».—Edición de Leiden, por P. Vander.—1706, páginas 321 y 322.

Pedro Murillo Velarde.—S. S.—«*Geografía Histórica*».—Madrid, 1752.—Tomo I, páginas 306 y 307.

Fr. Gerónimo Bautista de Lanuza.—«Discursos predicables o Las Homilias».—Tomo I, página 48 de la tercera edición en Salamanca, año 1790.

Luis Nonio.—«Hispania sive Populorum. Urbium, Insularum, Ac' Fluminum In Ec Accuratio Descriptio. Ex officina Hieronymi Verdulsi».—1607, capítulo LIX página 183.

De Martín Zeiller.—«Hispaniae et Lusitaniae Itinerarium», Amstelodami 1656, página 193.

De Antonio Conca.—«Descrizione, Odepurica della Spagna». Parma, Stamperia Reales. 1793, página 285.

SIGLOS XVII Y XVIII

El fracaso de los artificios, coincide con una época de grandes guerras, que obligan a emplear en ellas todas las disponibilidades económicas del país; Toledo, no es una excepción y tiene que resignarse a continuar con los pozos y aljibes.

Sin embargo, continúa con sus deseos de mejorar y en 1722 acoge jubiloso un proyecto del inglés Jones, que se ofrece abastecer Toledo por un sistema de tuberías y bombas semejante al que en Marly elevaba el agua del Sena para Versalles; mas a poco de empezar a acopiar los materiales, abandona el país y todo hay que malvenderlo por el Ayuntamiento.

Lo mismo ocurre con el francés M. Curtón en 1765.

Ya declinando el siglo XVIII Toledo tiene con Carlos III y el Cardenal Lorenzana un nuevo Renacimiento; Ventura Rodríguez restaura el Alcázar, se empieza la fábrica de Armas, se reforma la Casa de Infantas, el puente de Alcántara y la Casa de Caridad, y las fuentes de Cebra, Nueva y del paseo de la Rosa, adquieren carácter monumental y conducciones adecuadas.

SIGLOS XIX Y XX

En 1860 plasma ya en una realidad la campaña de todas las fuerzas vivas de Toledo y que el gran historiador local de esa época designa con el nombre genérico de «Aguas de Toledo» y en 1861 firma el ingeniero D. Luis Escosura un proyecto para llevar agua rodada a Toledo de la Dehesa de Pozuela y otro para llevar agua del Tajo.

El primero se realiza inmediatamente y ya tienen

los toledanos un caudal de 2 litros por segundo que procedentes de la «Fuente del Cardenal», sita en la Dehesa de Pozuela, a unos 4 kms. al Oeste de la población. La conducción cruza el río por el puente de San Martín.

No tiene igual éxito el proyecto de Escosura de elevación del Tajo y fracasa, pero ya la simiente está echada y años después con proyecto muy similar se encuentra la ciudad con una elevación del río Tajo frente a San Servando de 2.000 m³ diarios, lo cual constituye una instalación modelo en capacidad y sistema para la época; por su gran dureza, no es potable.

Pero también ha previsto esto, y en 1905 ha traído a través del puente de Alcántara 5 litros por segundo potables de la Dehesa de Burguillos, pueblo sito unos 6 kms. al Sur de la ciudad.

Todo ello lo ha resuelto el Ayuntamiento de Toledo por sus propios medios, aunque a costa de grandes esfuerzos; pero el asunto lo merecía porque en informe que dió el ilustre ingeniero D. Luis de la Escosura el año 1863, con motivo de la construcción de la traída de aguas de Pozuelo, decía lo siguiente:

«En el acarreo del agua para el servicio público se ocupan 99 caballerías, de las cuales 66 suben agua del río y las 33 restantes de la fuente. Las primeras hacen 14 viajes por término medio al día, y el agua que sube cada una de ellas representa carga y media y cuesta tres cuartos en Toledo. Las 33 caballerías de la fuente hacen seis viajes al día, y cuesta el agua que sube cada una, o sea, carga y media, 7 cuartos. Por manera que las 99 caballerías hacen 1.122 viajes al día, y suben a la ciudad 1.683 cargas, que cuestan a razón de tres y siete cuartos cada viaje (carga y media) 489 rs. diarios, o sean 178.485 rs. anuales. El gasto de los establecimientos públicos puede graduarse por un cálculo prudencial, que asciende a 70.000 rs. y el de algunos particulares, que suben el agua por su cuenta, a 50.000 rs. En total, y sin riesgo de grave equivocación, puede admitirse que el abastecimiento de aguas, que asciende a 2.778 cargas de a cuatro cántaros o sean aproximadamente 17 rs. fontaneros, cuesta anualmente unos *trescientos mil reales vellón*. Toledo, 15 de marzo de 1863.—*Luis de la Escosura.*»

Es decir, que en Toledo se elevaba entonces esta partida a 75.000 pesetas, a la que si bien para compararla con el momento actual, no se le pueden aplicar los coeficientes que preconizan las estadísticas, pues los aguadores y el acarreo municipal no han subido en la misma proporción que la construcción, no se le debe aplicar menos de un 4 y así resulta un gasto de

pesetas 300.000 anuales. Claro es que en nuestro momento (1920) nunca tienen que gastar eso, pues las traídas actuales siempre dan algo de agua; aunque por otra parte, en estos últimos años, se han repetido con demasiada frecuencia los malos momentos y el consumo actual por habitante es muchísimo mayor.

No tiene ningún interés técnico, ni episódico describir con más detalle estas traídas de agua, semejante en todo a las actuales pero más anticuadas, pues ya hacia el año 1925 vuelven a sobrepasar las necesidades de la población a los caudales disponibles y aparecen nuevas iniciativas, proyectando ampliar la elevación del Tajo o incorporar nuevos arroyos próximos, como el de Nambroca o intentando traer agua del Guadarrama.

Así llegamos a la liberación de Toledo en 1936 y entonces, destruida por la guerra la traída de Pozuela, está integrado el abastecimiento de Toledo, en estas cuatro partidas:

1.^a De los 5 litros por segundo que se captan de Burguillos y que por una conducción primero rodada y después en carga se llevan a un depósito de 210 m³ de capacidad en cuya entrada se clorifican. Este depósito está situado en la parte más alta del interior de Toledo, conocida por San Román. De allí se distribuye a las fuentes públicas. (Potable.)

2.^a De los 2 litros por segundos procedentes del barranco de Cabrahigos, que se distribuye en dos fuentes próximas a la estación del ferrocarril. (Potables).

3.^a Del agua de lluvia que se almacena en los aljibes de las casas. Además, estos aljibes tienen que ser llenados por aguadores, cosa que resulta enormemente costosa. (Potable).

4.^a Para *todos los demás usos* dispone Toledo de unos 2.000 m³ diarios que eleva del Tajo en las inmediaciones del puente de Alcántara y lleva parte al depósito del Carmen, de 1.000 m³ de capacidad y abastece los barrios bajos e intermedios y otra parte al de San Román de 1.600 m³ que abastece al resto. Este servicio funciona muy deficientemente por la escasez de energía eléctrica en la región.

Es a todas luces insuficiente para la población, y el asunto se agrava con el establecimiento de la Nueva Academia General Militar, por lo cual en 1944 el Gobierno decide dotar debidamente a Toledo de agua dándole un decreto especial.

II

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A TOLEDO DEL ARROYO TORCÓN

DECRETO FUNDACIONAL

En el Boletín Oficial del Estado de 16 de Marzo de 1944 se insertó el siguiente decreto:

«GOBIERNO DE LA NACIÓN

Presidencia del Gobierno

DECRETO de 25 de Febrero de 1944 por el que se dispone que las obras de captación, conducción y depósito regulador del abastecimiento de agua potable a la ciudad de Toledo sean ejecutadas por el Ministerio de Obras Públicas.

El Decreto de diez y siete de Mayo de mil novecientos cuarenta está inspirado en el sentido de procurar la mejora de las condiciones de vida de las poblaciones, impulsando los abastecimientos de agua y las obras de saneamiento, pero no incluye en los beneficios que concede a las mayores de doce mil habitantes, entre las cuales hay algunas en las que concurren circunstancias de un orden tan especial que el Estado tiene obligación de tenerlas en cuenta, y que, sin embargo, no pueden resolver por sí misma estos problemas de tan vital interés.

La Imperial ciudad de Toledo, declarada Monumento Nacional y Centro de atracción del Turismo en España, debido a su significación histórica y artística, está comprendida en la excepción que se señala, dado que su Municipio no dispone de los recursos económicos indispensables para poner su abastecimiento de agua potable en las condiciones que exigen sus propias necesidades y la importancia de sus relaciones turísticas con el exterior del país.

Por otra parte es asimismo conveniente satisfacer al mismo tiempo las necesidades de este aspecto de su tradicional vida militar.

En virtud de los expuestos y previa deliberación del Consejo de Ministros,

DISPONGO:

Artículo primero.—Las obras de captación, conducción y depósito regulador, del abastecimiento de agua potable a la ciudad de Toledo serán ejecutadas por el Ministerio de Obras Públicas, y con cargo a su presupuesto se abonará el treinta por ciento de su importe y se anticipará el treinta por ciento del mismo.

Artículo segundo.—El Ministerio del Ejército contribuirá a dichas obras durante la ejecución con el veinte por ciento del coste total, reconociéndosele derecho al disfrute gratuito de igual proporción del caudal dis-

ponible con destino a las necesidades de abastecimientos militares.

Artículo tercero.—El Ayuntamiento de Toledo abonará el veinte por ciento del importe total de las obras durante la construcción y reintegrará el treinta por ciento que el Estado anticipa en veinte anualidades iguales a partir de la entrega de las obras, con el interés anual del cuatro por ciento.

Artículo cuarto.—Por los Ministerios del Ejército y de Obras Públicas se dictarán las disposiciones para el cumplimiento de lo ordenado, y por el de Hacienda se dispondrán los créditos necesarios para los estudios y la ejecución de las obras.

Así lo dispongo por el presente decreto, dado en Madrid a veinticinco de Febrero de mil novecientos cuarenta y cuatro».—*Francisco Franco*.

Bien claramente se deduce, lo mismo de su letra que de su espíritu, el deseo de dar a Toledo un abastecimiento de aguas correspondiente al rango que por derecho propio tiene en la vida de España, en cuya historia ha estado siempre presente en primera línea.

EL PROBLEMA Y SU SOLUCIÓN

Al poco tiempo de salir el decreto, fui designado por el entonces Ministro de Obras Públicas, Excmo. Sr. D. Alfonso Peña, para ocuparme de esta obra, pero en cuanto profundizamos en el asunto vimos que todo se había llevado con más corazón que fundamentos técnicos, pues no había proyecto, ni anteproyecto siquiera, que garantizase la posibilidad del abastecimiento en la cuantía necesaria y dentro de límites económicos viables; claro es que existe en principio la teoría que estos abastecimientos de verdadero interés hay que hacerlo cueste lo que cueste, mas no ha de negárseme que para mí la solución se presentaba cada vez más lejana.

A primeros de abril me dispongo a hacer los reconocimientos previos y marché a Toledo, sin más que ligeras indicaciones del entonces Jefe de Obras Públicas de aquella provincia y de D. Bernardo Granda, de que habría que ir a buscar el agua a los montes de Toledo. Corriendo el tiempo me doy cuenta de que D. Bernardo, que desde sus primeros años profesionales ha trabajado en esta región, tenía profundo convencimiento de lo que decía, pero deseaba quitarle importancia para no influenciar demasiado mi decisión.

Ya en Toledo me dedico a estudiar el archivo del Ayuntamiento, único en que había antecedentes del

asunto y encuentro que los romanos llevaron el agua de los Montes de Toledo y sobre todo un documento del año 1861 en que se dice, que si no fuera por su enorme coste, la gran solución para el abastecimiento de Toledo era el «agua pura» que brotaba de San Pablo de los Montes (Montes de Toledo).

Inmediatamente me traslado a esa región con un gran conocedor de la misma, D. Isidro Basarán, por ser un experto cazador y me doy cuenta que el agua en los Montes de Toledo va aumentando de Este a Oeste, es decir, no hay casi agua en Mora y Sonseca (contracción sin duda «de zona seca»), hay algo más en Mazarambroz (nacimiento del Guajaráz, traída romana) y continúa aumentando frente a Menasalbas, San Pablo de los Montes (arroyo Torcón) y Navahermosa. Por la cuantía veo que la existente en San Pablo de los Montes es suficiente, sin que sea necesario correrlos hasta Navahermosa, que con corrientes mucho más caudalosas se encuentra más distante de Toledo.

Desde el primer momento nos convencimos no era posible la captación sin embalse, pues no había duda que una media de tres meses al año el caudal estaba por bajo de los 200 l/seg. necesarios.

Por tanto, con las características que presentaban los Montes de Toledo y la viabilidad de una conducción normal hasta la ciudad, según se deducía del estudio de las hojas del 50.000 del Instituto Geográfico, ya estaba todo el problema centrado en el embalse; así tengo la mayor emoción de toda mi vida profesional cuando, recorriendo el arroyo Torcón desde las cumbres hacia el Tajo, provisto de un barómetro de alturas, me encuentro con que aún había cota suficiente para llegar a Toledo con el canal óptimo de media milésima, con una cerrada, al parecer, perfecta para situar la presa. A los pocos días un taquimétrico y el informe geológico me lo confirmaron.

Resuelto lo mayor, lo secundario tenía también que resolverse, y así pudimos dar a la solución la velocidad que los compromisos contraídos con el Ministerio del Ejército, para que pudiera abrirse la Nueva Academia Militar en el plazo previsto, exigían. He de recordar también que el asunto vino al Ministerio de Obras Públicas, después que la Dirección General de Regiones Devastadas lo tuvo en estudio, sin encontrar una clara solución.

Hemos de incluir en lo secundario que antes aludo los siguientes conceptos:

1.º Dejar al ingeniero que se había nombrado para la obra la elección de todo el personal a sus órdenes, sin tener que limitarse a los de una oficina determinada.

2.º Dar a los gastos de estudio, aforos, replanteos, etcétera, toda la amplitud que se estimó conveniente, sin fijarse en precedentes (no se llegó al 12 % del coste de la obra, que preconizan los americanos), con lo cual se consiguió un proyecto que, lo mismo en su aprobación por el Ministerio, que durante su ejecución, no ha tenido modificación esencial que obligue a la redacción del reformado. Sólo hemos tenido los reformados por cambios de precios, por causas ajenas a nosotros.

Todo ello tuve ocasión de hacérselo presente a S. E. el Jefe del Estado cuando, el día de la inauguración, me interrogó sobre los particulares de la ejecución.

Y ahora, para seguir el historial, copiamos de la «Memoria general» del proyecto los párrafos referentes a: Capacidad del abastecimiento, Solución proyectada e Informe geológico.

CAPACIDAD DEL ABASTECIMIENTO

La actual población civil de Toledo es de 34.592 habitantes y su crecimiento desde 1860 lo podemos ver en el gráfico de la fig. 7; de él se deduce que ha tenido aumento de una manera casi continua, sin que detenga esta progresión los magníficos medios de comunicación que con Madrid existían desde 1925 hasta el Glorioso Movimiento Nacional.

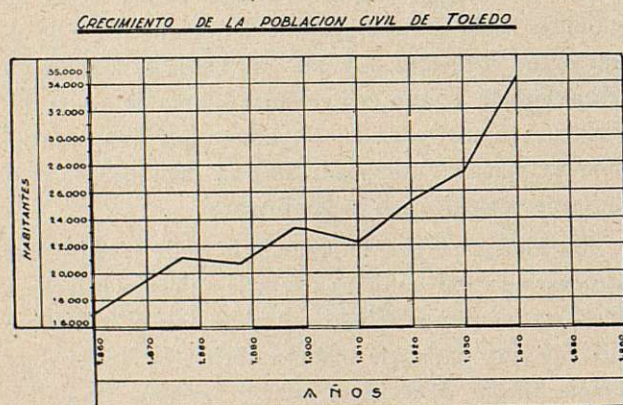


Fig. 7

Además hay en estos momentos mucha gente que no vive en Toledo porque no existen pisos disponibles.

Está, por otra parte, iniciada una amplia urbaniza-

ción de la vega y no hay duda que se aumentaría también la vivienda en la zona llamada de los Cigarrales, si hubiera agua. En el período de 40 ó 50 años que debemos prever, la puesta en riego de grandes zonas de la provincia será también otro factor muy importante que influiría en el aumento de la capital.

Nos encontramos, por tanto, ante una población de las clasificadas como de gran expansión, a la que, siguiendo los estudios de Lheureux, hay que asignarle un aumento mínimo en el período previsible de un 50 %, con lo que llegamos fácilmente a la cifra de 53.000 habitantes civiles.

Dada la tradición militar de Toledo y la forma en que ahora se está acentuando por nuevas construcciones, hay que estudiar muy detenidamente las necesidades presentes y futuras del personal del Ministerio del Ejército en la localidad.

La Nueva Academia Militar va a tener en pleno funcionamiento un gasto de agua equivalente al de 3.000 plazas.

El Regimiento de Infantería Ciclista, que además tendrá camiones para su completa motorización, unas 2.000 plazas.

La Escuela de Gimnasia, 1.200 plazas.

El Alcázar, cuando esté reconstruido, podrá albergar 1.500 individuos, y es cosa decidida su reedificación; no puede, por tanto, descartarse la idea de que sirva algún día de alojamiento en su total capacidad.

Para los demás servicios del Ejército que no están clasificados anteriormente, no es ninguna cifra exagerada suponer llegan a 1.000 los individuos.

Tenemos, por tanto, en un futuro próximo 8.700 plazas militares en Toledo; no hay que olvidar que todos los establecimientos antes citados están proyectados con piscinas, servicios higiénicos, etc., que hacen estas plazas completamente equiparables y hasta puede ser que superiores a las civiles, y en cuanto al aumento, en los 40 ó 50 años que deben proveerse, estimamos que puede llegar a ser tal que se duplique el contingente, es decir, ser de 17.000 individuos.

Unidos los militares a la población civil máxima antes deducida, tenemos un total de 70.000 personas, que a 200 litros por habitante y día da un consumo diario de 14.000 metros cúbicos.

Como veremos más adelante, la solución adoptada tiene una conducción de más de 60 Km., por lo cual el tanto por ciento para pérdidas debe estimarse del

10 al 20 %, aunque tengamos la seguridad de que con una buena ejecución lo haremos disminuir bastante; por lo cual el cálculo definitivo de distribución será:

Caudal diario en la toma: $86.400 \text{ seg.} \times 200 \text{ l} = 17.280 \text{ m}^3$.

Caudal para las pérdidas u otras necesidades: $3.280 \text{ m}^3 = 19 \% \text{ del total en la toma.}$

Al escribir «otras necesidades», me refiero a las de algún pueblo próximo a la conducción que sea necesario abastecer de la misma, después de comprobado su rendimiento.

Todo este cálculo podrá parecer a algunos planteado con demasiada amplitud, pero para demostrar que estamos en la justa medida vamos a revisarlo estudiando detenidamente las necesidades militares puestas en la realidad y no por apreciaciones más o menos empíricas.

Con esos 200 l/seg. les llegaría a los servicios del Ministerio del Ejército en su 20 % del caudal total, ya deducidas las máximas pérdidas posibles.

$$\frac{200}{5} - \frac{200}{5} \cdot 0,19 = 32,4 \text{ l/seg.}$$

De sus proyectos se infiere que el gasto de la Nueva Academia va a ser de 10 l/seg., el de la Escuela de Gimnasia de 8 l/seg., el del Cuartel 6 l/seg. y el de la Fábrica de Armas de 4 l/seg.; quedando un margen para demás servicios y aumentos probables de 4,4 l/seg. Con este segundo método de estimar las necesidades comprobamos que si queremos dejar debidamente dotados todos los servicios del Ministerio del Ejército no puede bajarse de un caudal en la toma de 200 l/seg. Estimamos indispensable no perder de vista esta consideración.

Además, al estudiar los diversos elementos del proyecto, iremos haciendo las consideraciones parciales, que luego resumiremos, de las economías que se conseguirían disminuyendo el caudal en un 20 ó 30 %; y así veríamos que por una disminución de poca monta en el presupuesto total, pondríamos en peligro la eficacia de la obra. El hecho de ir gran parte de la conducción en canal, cuyo coste no aumenta con respecto al caudal tan rápidamente como la tubería, nos afirma más en nuestra idea.

Y para terminar, hemos de hacer dos consideraciones que aclararán conceptos anteriores:

1.^a Para una población del tipo de Toledo y teniendo además en cuenta las disposiciones vigentes, un caudal de 200 l/seg. por habitante y día no necesita justificación especial; por otra parte, la Superioridad explícitamente lo ha fijado así.

2.^a Aunque presentemos la línea de crecimiento real de población desde 1860 hasta el presente, no juzgamos conveniente prolongarla para el futuro según esas leyes parabólicas que algunos preconizan, pues en este caso darían resultados que, nos consta, seran exagerados.

SOLUCIÓN PROYECTADA

Aprovechando una cerrada natural que existe inmediatamente aguas abajo del punto donde el arroyo Villapalos afluye al Torcón (estribaciones de los Montes de Toledo entre los pueblos de San Pablo de los Montes, Menasalbas, Navahermosa y San Martín de Montalbán), proyectamos un embalse de $3.330.360 \text{ m}^3$ de capacidad, mediante una presa vertedero de 18,00 metros de altura, 85,00 metros de longitud en la coronación y 38,00 metros de longitud en su base.

De él sacamos una conducción que tiene 57 Km. rodados y 8 Km. en carga, que toma del embalse a la cota de 684, 200 l/seg. y los lleva a un depósito de 14.000 m^3 de capacidad, cuya cota de solera es 622 y está situada en el Cerro de los Palos, sobre los cigarales de Toledo. La cota más alta de Toledo es 548 metros en la explanada del Alcázar.

La potabilidad de este agua es perfecta y está dentro de las prescripciones técnicas y legales vigentes. Su dureza, de 5 grados hidrotimétricos franceses.

La cuenca y el vaso del embalse, estudiados expresamente por el profesor de Geología D. Clemente Sáenz reúnen las condiciones óptimas para obras de este tipo, como puede verse en el informe que sigue.

INFORME GEOLÓGICO

El Ingeniero de Caminos don Clemente Sáenz, Profesor de Geología de la Escuela Especial del Cuerpo, como resultado de su visita al embalse del Torcón y su cuenca, en 17 de junio de 1944, dice lo siguiente:

«GEOLOGÍA DE LA COMARCA.—La cuenta alimentadora del embalse del Torcón, apoyada en su cabecera sobre la vertiente septentrional de los Montes de Toledo, está constituida esencialmente de dos clases de terreno. En

las costumbres y flancos de la sierra dominan los estratos paleozoicos, apareciendo en lo alto cresterías de cuarcita siluriana, apoyadas sobre un zócalo de pizarras silíceas pertenecientes, según toda probabilidad, al Cambriano Superior. La penillanura inmediata, en la cual los ríos comienzan a encajarse, forma un basamento granítico que se extiende por toda la comarca kilómetros y kilómetros hasta la misma ciudad Imperial. Dicho basamento ha sido erosionado durante incontables siglos, y, hacia fines del Plioceno, recubierto en algunas partes por los cascajares de las rañas procedentes del derrubio de la cordillera. De todas formas el granito se muestra en todas partes en el fondo de los valles, unas veces alterado y otras formando los clásicos berrocales que son característicos en esta clase de terrenos.»

«Por granito o sus derrubios atraviesa principalmente en su trazado el largo canal que se proyecta para el abastecimiento.»

«PETROGRAFÍA DEL EMBALSE.—Refiriéndose concretamente al embalse, hemos de decir que su ubicación se halla emplazada en una angostura producida por el aserramiento, debido al río, de una fuerte barrera granítica. Es esta barrera especialmente típica, conteniendo en ambas márgenes multitud de tormos redondeados, lastrones y demás bloques que resultan del cuarteamiento del granito y del agrandamiento de las diaclasas, por efecto de la caolinización de los feldspatos.»

«Sabido es que los aludidos fenómenos de descomposición, por lo común, superficiales son y no penetran corrientemente, a pesar de su aparato efectista, a una profundidad mayor de algunos metros. En la garganta del Torcón permanece inmovible el fondo del valle, corroído allí en algunas marmitas de gigante y oculto a retazos por arrastres aluviales gruesos. A su vez, las partes bajas de las laderas descubren también intacta la roca granítica, y es sólo en la zona superior donde se muestran las canchaleras y tormos más o menos sueltos enmascarados frecuentemente por la vegetación. Este fenómeno es principalmente ostensible en la margen derecha.»

«Acompañando al granito aparecen en la ubicación algunos filones y vetas de un pórfido ácido de extraordinaria dureza que contribuye indudablemente al enriscamiento del terreno.»

«La zona del vaso es, aunque granítica, más deprimi-

da y de formas suaves, con anchurones que interesan a los efectos de la capacidad.»

«HIDROGEOLOGÍA.—Se infiere de la disposición descrita la necesidad de pasar con la obra de fábrica tanto el horizonte aluvial del fondo del cauce como la zona descompuesta de lo alto de las laderas, llegando con las fundaciones a la roca viva de carácter hipogénico, en la que aún será conveniente abrir una pequeña roza de ragamiento. Debe procederse, por tanto, a una monda de tormos y bloques cuya demolición y voladura puede ser muy bien aprovechada para la obtención de materiales de fábrica.»

«Si «a priori» quisiera evaluarse la cuantía de este desmoche, habrían de practicarse reconocimientos y sondeos, mas no lo estimamos muy preciso, pues creemos que la referida socavación no ha de pasar de media docena de metros y cabe proyectar con holgura los arregamientos de la presa, sin perjuicio de tener en cuenta en la liquidación la obra realizada.»

«Puede ocurrir que al descubrir el terreno de cimentación aparezca alguna diaclasa, que no convenga así por razones de trabajo. Puede preverse, a los efectos de su cerramiento, alguna partida en presupuesto, siempre pequeña, de inyecciones de cemento a presión. Aconsejamos, dada la clase del terreno, sean relegados estos trabajos al término final.»

«De la resistencia en cierre e impermeabilidad de la roca en cierre y vaso, poco vamos a decir. Sobradamente conocidas son ambas propiedades de las rocas hipogénicas antiguas y garantía suficiente a su éxito, la multitud de grandes presas que se han ejecutado sobre ellas en España, entre otras, las de Ricobayo y Jándula.»

«El aliviadero tampoco puede ser objeto de preocupación, dada la escasa altura de la obra y la aportación probable de las crecidas, si bien en semejante concepto, resistencia a las caídas del agua, las rocas graníticas hayan dejado en algunas ocasiones bastante que desear.»

«Como materiales de construcción aparecen el granito y pórfido para mampostería y grava, y los cascajares, esencialmente cuarcitosos, debidamente clasificados para gravas y arenas, pudiendo en último extremo suplirse la escasez de estos últimos mediante la trituración de las rocas eruptivas.»

«CANAL.—Ya hemos indicado que casi todo se desarrola por terreno granítico. Teniendo, no obstan-

te, lugar la apertura de la explanación en la parte más somera, afectarán principalmente aquéllas a zonas descompuestas o caolinizadas, lo que facilitará extraordinariamente los trabajos. También se atravesarán rañas y planas diluviales de naturaleza más floja, y en donde pequeños corrimientos de terreno son previsibles. No faltan tampoco zonas de gneis y pizarras también de fácil apertura, y que de hallarse descompuesta requerirán consolidación.»

SOLUCIONES A CONSIDERAR

Llegamos a esta solución Torcón, no solamente por consideración de las bondades de la misma, sino por la necesaria exclusión de todas las demás, después de ver los inconvenientes de cada una. Para su justificación, volvemos a transcribir de la «Memoria general» del proyecto los párrafos dedicados a este punto, y que decían (fig. 8):

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A LA CIUDAD DE TOLEDO

SOLUCIONES POSIBLES

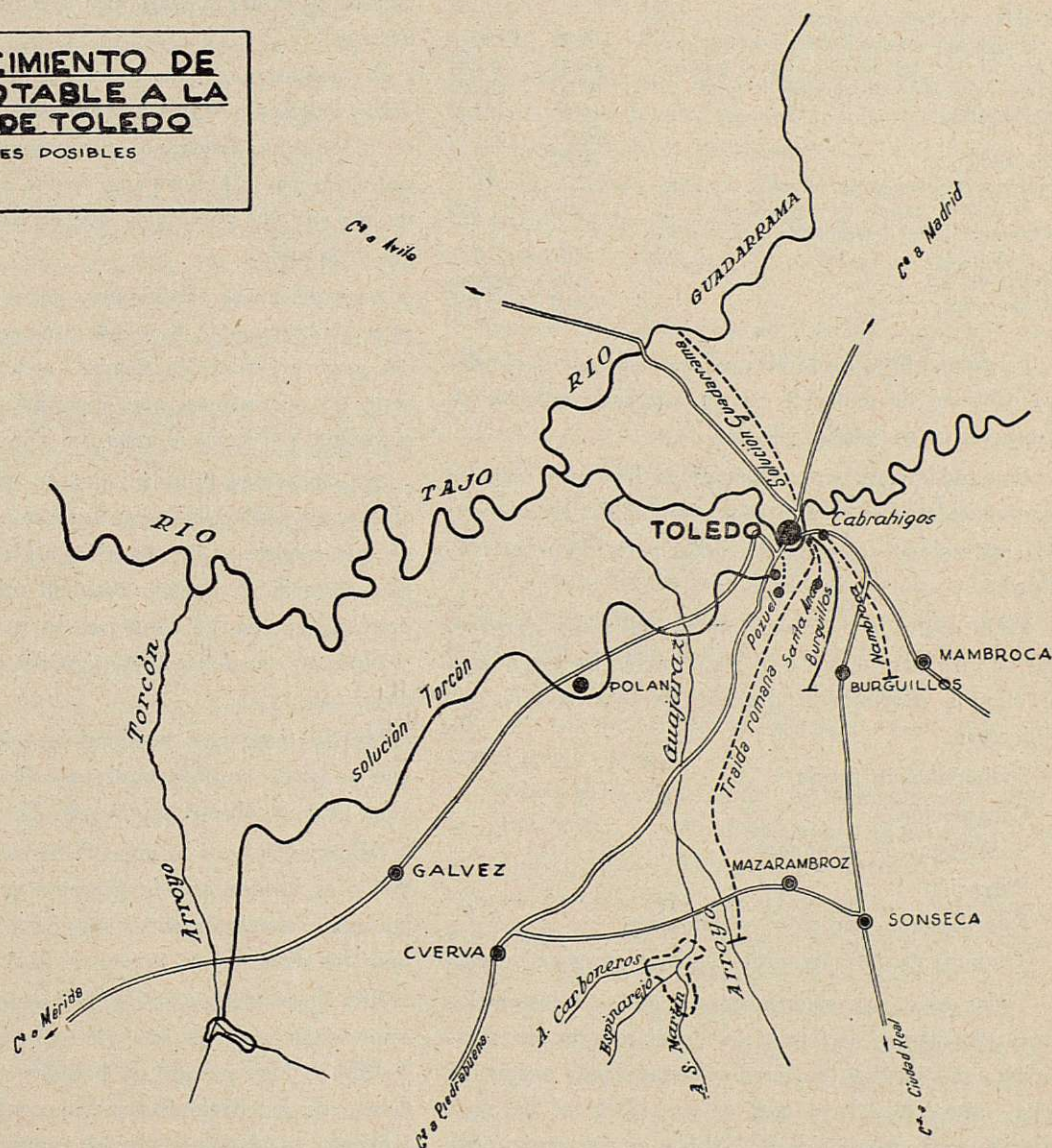


Fig. 8

RÍO TAJO.—Según análisis realizados por el Laboratorio Municipal de Madrid, este agua contiene los siguientes bacilos: el piocianico, el coli-comunis, el flouresceus liquefaceus, el fluoreseus no liquefacieus, el subtilis y el staphilococcus pyogenes albus; de éstos, los más peligrosos son el piocianico y el coli-comunis, que se desarrollan principalmente en las aguas contaminadas con letrinas.

El análisis químico realizado por el Laboratorio Provincial de Toledo da los siguientes datos en miligramos por litro:

	Agua tipo	Tajo
Residuo fijo por evaporación seco a 180 grados centígrados hasta peso constante.	500,00	1.439,40
Idem íd. por calcinación al rojo sombra.	450,00	1.367,60
Cloro expresado en cloruro de sodio ...	60,00	226,20
Ácido sulfúrico ...	50,00	184,40
Cal ...	150,00	379,10
Magnesia ...	50,00	17,60
Materia orgánica total valorada en líquido ácido y expresado en oxígeno ...	3,00	4,90
Amoníaco libre determinado por destilación ...	0,02	0,05
Ácido nítrico ...	0,00	Indicios
Ácido nítrico ...	20,00	7,30

La dureza total es de 50 grados, y además el río lleva cantidad de materias que le enturbian y hasta algunas veces en estado coloidal.

Con todas estas circunstancias no hay más remedio que considerar este agua como im potable. Estudiamos las operaciones que harían falta para darle potabilidad.

Estas son de tres clases: unas dedicadas a corregir su turbiedad, otras a su rectificación bacteriológica y otras a suprimir la dureza; en total son las siguientes:

Sedimentación previa.

Coagulación.

Sedimentación secundaria.

Filtración.

Esterilización por cloro y amoníaco.

Tratamiento por permutita para la excesiva dureza.

Todas estas operaciones exigen costosas instalaciones, pero hemos de llamar la atención sobre el tratamiento por permutitas, pues solamente para regenerar ésta, suponiendo haya que tratar 14.000 m³ de agua diarios, serán necesarios 20.000 Kg. de sal común cada día. A nuestro juicio, se trata de cifras prohibitivas.

Para dureza tan elevada, aún es más caro y menos eficaz el empleo de la cal y el carbonato sódico.

La eliminación del exceso de cloro y ácido sulfúrico no es posible intentarlo.

Pasamos ahora a estudiar otro aspecto del abastecimiento por el agua del Tajo, y es el de la elevación. En la actualidad la elevación a 100 m. de 2.000 m³ diarios de agua cuesta al Ayuntamiento de Toledo un mínimo de 75.000 pesetas al año, a pesar de tener la propiedad de la mitad de un salto en el Tajo. Esta cifra no puede deducirse más que tomando realidades; es decir, de las liquidaciones de cada presupuesto. El servicio, además, ha sido muy deficiente, por escasez de fluido y constantes averías de todos los elementos.

Si montásemos una nueva instalación, el servicio, desde luego, mejoraría, pero hemos de tener en cuenta la enorme dificultad que supondría tener fluido necesario para la elevación de los 14.000 m³ diarios, ya que en toda zona de Toledo no hay por ahora energía disponible.

La experiencia además nos demuestra lo difícil que es a Ayuntamientos de escaso presupuesto y, por tanto, sin gran organización técnica, atender la complicada serie de operaciones que supondría la depuración y elevación que exige el agua del Tajo.

Si estudiamos liquidaciones de presupuestos municipales en casos similares, llegaremos a la conclusión de que solamente la elevación de los 14.000 m³ diarios costaría en nuestro caso un mínimo de 450.000 pesetas anuales. El consumo de energía es pequeño, siempre en relación con las partidas de personal y maquinaria.

Mucho tiene que cambiar las circunstancias para que podamos considerar el agua del Tajo como solución para el abastecimiento de Toledo.

Sólo si viéramos la imposibilidad de encontrar cosa mejor es cuando podría pensarse en dotar Toledo de un doble abastecimiento, uno para la bebida y otro para los demás usos.

RÍO GUADARRAMA.—El único estudio que existe del aprovechamiento de este río para abastecimiento de Toledo se hizo porque no había otra solución posible dentro de las disponibilidades económicas del Ayuntamiento en el año 1935; su autor así lo confiesa y dirige la vista hacia las montañas que limitan la pro-

vincia como lugares donde están los verdaderos manantiales.

El río habría que captarlo unos 9 Km. antes de su desembocadura en el Tajo, elevarlo al cerro que existe a la derecha de la carretera de Toledo a Ávila (unos 125 m. de elevación) y de allí por conducción forzada a la capital.

La elevación tiene los mismos inconvenientes que en el caso del Tajo, pero la calidad del agua es mucho mejor, pues su dureza es sólo de 9 grados hidrotimétricos. Está contaminada por la gran cantidad de pueblos que tiene la cuenca y ello exigiría, o esterilización, o delimitar zonas de protección sanitaria.

Estando además pendiente la ordenación general del aprovechamiento del río Guadarrama para riego y abastecimientos, no puede pensarse en utilizarlo más que enfocando el problema en toda su amplitud.

AGUAS SUBÁLVEAS DE NAMBOCA Y BURGUILLOS.—Estas sierras, de escasa altura, situadas al S. E. de Toledo, dan lugar a unas corrientes subálveas que han sido objeto de diversos estudios. De todos ellos sólo se ha aprovechado el de Burguillos, que sirve actualmente para abastecer las fuentes públicas del interior de Toledo.

La captación se realiza mediante unas galerías, donde por no estar hecha la debida protección superficial y corresponder a la zona de evacuación del pueblo se contaminan las aguas. Una conducción de 11 Km., que cruza el río por el puente de Alcántara, la lleva en carga a un depósito de 210 m³, situado en San Román, inmediato al del agua del Tajo. En su entrada hay una primitiva estación de clorificación.

Actualmente se captan 5 l/seg. (concedidos legalmente al Ayuntamiento de Toledo), pero se podría llegar a aumentar a 10 l/seg. el caudal.

Este agua tiene, además de estar contaminada, 20 grados de dureza y 187 miligramos por litro de cloro expresado en cloruro sódico (el Reglamento de 17 de mayo de 1940 sólo admite 60). Esta enorme cantidad alarmó mucho cuando se estaba haciendo la conducción; pero después se vió que era tolerable, pues no provenía de la presencia de materia orgánica, sino del exceso de cloruro sódico que tienen esas tierras.

De todos modos no es recomendable, pues los pozos del campamento de Los Alijares (situados en el mismo valle), y que en épocas de lluvias se cargaban en

exceso de esa sal, producían en la población militar allí acampada notables trastornos gástricos.

Aunque todo este abastecimiento de Burguillos está en perfecto estado de funcionamiento, no debe pensarse en incorporar al nuestro. Puede aprovecharlo el Ayuntamiento para crear jardines o algo similar.

Si el agua procedente de Nambroca se hubiere intentado traer a Toledo, seguramente tendría mejores condiciones bacteriológicas, pues las zonas de captación están alejadas del poblado; pero, en cambio, su dureza es de 31 grados y los análisis dan exceso de nitratos. La distancia es similar a Burguillos y el máximo caudal es de unos 6 l/seg.; no merece ser tomada en consideración.

SANTA ANA.—En la parte del arroyo de La Degollada e inmediaciones del antiguo convento de Santa Ana, hay una fuente que, debidamente captada, da poco más de 1 litro por segundo.

En otro tiempo se ha utilizado trayéndola a través del puente de Alcántara a fuentes que había en las inmediaciones del Alcázar. Su calidad es semejante a Burguillos.

Aunque hoy sería aún de verdadera utilidad esta conducción, se ha dejado desaparecer. En nuestro caso, no nos interesa.

POZUELA.—El cerro de este nombre se encuentra a unos 3 Km. al S. O. de Toledo, y en él hay un manantial de tipo semejante a los anteriores que antes de 1936, por una conducción rodada, se llevaba al mismo depósito que Burguillos; el caudal posible es sólo de 2 m³ por segundo, su dureza de 18 grados, pero se estima más potable porque el cloro expresado en cloruro sódico, que con excesos aparece en los otros, aquí no rebasa los límites legales por no cruzar terrenos que lo tengan.

Durante el glorioso asedio fué destruída, en parte, la conducción, y hoy se encuentra abandonada. No debe incorporarse a nuestro abastecimiento.

CABRAHIGÓS.—Nace este agua en las estribaciones del Cerro de San Servando y se distribuye directamente a dos fuentes situadas en la carretera a Ciudad Real y próximo a la estación de ferrocarril.

El tipo es semejante a la anterior, aunque con sólo 15 grados de dureza y sin exceso de cloruro sódico. Era, por tanto, la más potable de todas las que tenía Toledo; pero en la actualidad el establecimiento de un núcleo grande de población en San Servando la ha

contaminado. Su caudal es sólo de 2 l/seg. No debe tampoco incorporarse a nuestro abastecimiento.

ARROYO SAN MARTÍN Y SUS AFLUENTES CARBONERO Y ESPINAREJO (CUENCA DEL GUAJARAZ).—Estos arroyos tienen durante cinco meses capacidad más que suficiente para el abastecimiento de Toledo, pero en el resto del año hay generalmente tres meses de sequía absoluta y mucho tiempo en que el caudal es sólo de 10 l/seg.

Claro es que esto podría corregirse con un embalse aprovechando la cerrada que existe en la finca «El Castañar» (término de Mazarambroz). La capacidad sería de 2.000.000 m³, con una altura de presa de 30,00 metros y una longitud en la coronación de 130,00 metros; se trata de una obra mucho más cara que la que nosotros preconizamos; en cambio, como la distancia a Toledo es sólo de unos 28 Km. y ya estamos en el valle del Guajaráz, que en nuestra solución produce un sifón, tenemos una conducción más económica. La toma puede hacerse a altura suficiente para llegar rodada a Toledo.

Sin embargo, no podemos proponer esta solución por dos razones:

1.^a Dada la inspección que hemos hecho sobre el terreno y el no tener la cuenca más de 90 Km² de superficie, no podríamos garantizar tener el agua necesaria para el abastecimiento más que después de unos diez años de aforos.

Toda esta región de Montes de Toledo, desde Urda hasta Ventas con Peña Aguilera, se llama vulgarmente «Sierraseca», y lo viene a confirmar el hecho de llamarse Sonseca uno de sus pueblos.

2.^a La dureza del agua de estos arroyos es de 15 grados, y los naturales del país no la beben, aun teniendo que ir a buscar otra a pequeños manantiales bastante alejados de las casas.

ARROYO GUAJARAZ.—La «traída romana de agua» a Toledo consistía en un embalse en este arroyo a unos 25 Km. de la capital, su correspondiente conducción y un acueducto sobre el Tajo, del que aún quedan los arranques aguas arriba del puente de Alcántara.

El embalse se conseguía por una presa de tierra de unos 25 metros de altura y cerca de 200 de longitud en la coronación con un núcleo de mampostería. Aún pueden verse sus restos en la actual finca llamada «La Alcantarilla», término municipal de Mazarambroz.

Sobre esta obra publicaremos, una vez terminado este estudio, una monografía por considerarla de verdadero interés.

El caudal del Guajaráz, que en este punto no ha recibido aún al San Martín y sus afluentes, presenta las mismas características que éste, es decir, unos 10 l/seg. en los primeros días de mayo, una dureza de 15 grados y tampoco los naturales la utilizan para bebida.

El enorme coste de la presa en la época actual y el hecho de concurrir, más o menos agravadas, todas las circunstancias que en el San Martín, hacen que no pensemos considerar el Guajaráz como posible solución.

Aguas abajo de su confluencia con el San Martín aún nos da altura suficiente para que el agua llegue rodada a Toledo, pero no encontramos ni cerrada adecuada, ni garantía de caudal, ni calidad.

Todas las soluciones anunciadas, que son las más próximas a Toledo, tienen en principio que ser desechadas, pues unas no reúnen cantidad, otras calidad y varias ambas cosas.

Por algunos se ha hablado de la Sierra de Gredos, pero siempre con vistas a hacer una solución conjunta con Talavera y otros pueblos; no es ése nuestro caso presente.

AFOROS

En este concepto las sequías sufridas durante la construcción nos han hecho deducir algunas conclusiones muy diferentes a las que presentábamos al estudiar el proyecto; allí decíamos:

El arroyo Torcón propiamente dicho presenta una particularidad muy digna de mención, y es que en su cuenca existen más de diez molinos primitivos, de una o dos piedras, aún en funcionamiento; esto demuestra que la corriente en cuestión tiene estiaje mínimo, pues estos molinos enclavados sólo ya en tierras pobres, muelen siempre simultáneamente a la recolección. No existe tal profusión en las demás cuencas.

En el primer reconocimiento hecho en abril de 1944 pudimos apreciar agua abundante en el Torcón y sus afluentes el Yedra y el Gimena, y señales de llevar grandes riadas en invierno el Villapalos (el mayor afluente del Torcón) y sus afluentes el Marchese, el de los Molinos Arrieros y el del Arancil.

Inmediatamente aguas abajo de la cerrada existe el

molino del «Tío Escusa», dotado de dos piedras; para moler en cada una de ellas hace falta un caudal mínimo de 250 l/seg. y el trabajo que hace este molino un año malo es durante seis meses con las dos piedras y otros tres meses con una; todo ello lo hemos comprobado con observaciones directas.

En los tres meses de estiaje siempre se conserva algún caudal, dato interesante como demostrativo de la bondad de la cuenca, aunque nosotros, para mayor seguridad, lo despreciamos.

No hay duda, por tanto, que con un embalse para 120 días de gasto tenemos con mucho exceso asegurado nuestro caudal necesario de 200 l/seg. Este embalse, que sería de $120 \times 8.640 \times 0,200 = 2.073,600 \text{ m}^3$, quedaba cubierto con los datos aforados en el molino sin tener en cuenta las riadas, que tienen bastante importancia, ya que todos los años ponen en peligro éste y uno cada cinco, por los menos, se llevan parte de él.

El ser este año extraordinariamente seco, es una garantía para nuestras observaciones.

Hemos redactado y enviado a la Superioridad un proyecto de estación limnimétrica y limnigráfica para ser instaladas junto al molino del «Tío Escusa», pues juzgamos de verdadero interés tener los aforos del Torcón, y muy especialmente en el final del presente estiaje.

Estudiamos como comprobación la cuenca; su superficie es:

Villapalos	=	151.785,000 m ²
Torcón	=	47.773,000 m ²
Cuenca total	=	199.558,000 m ²

No existen datos pluviométricos de la misma, pero copiamos en cuadro aparte los del Observatorio de Guadamur (mucho más próximo a Toledo y mucho más seco) durante veinte años (fig. 9).

De ellos deducimos una media anual de 369 mm.

La experiencia nos dice que en nuestra cuenca deberíamos aumentar la altura media en un 40 %, es decir, que aún el peor año de los veinte estudiados, que es el 1924, queda para nosotros dentro de esa media, pues

$$265,0 \times 1,4 = 371 \text{ mm.}$$

Tomando, por tanto, la media de Guadamur, tenemos:

$$\text{Aportación total anual} = 369 \times 199.558,000 = 73.636.902 \text{ m}^3$$

Servicio meteorológico nacional. Observatorio de Guadamur (Toledo)													
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Media anual
1913	85.5	40.2	52.3	26.5	4.9	24.0	0.0	4.0	66.0	36.5	27.8	1.5	407.0
14	29.2	14.6	9.0	60.8	56.4	31.5	23.0	0.0	47.0	23.5	70.9	103.2	469.1
15	25.3	31.2	59.9	6.0	60.9	100.0	4.0	0.0	33.0	25.2	36.2	52.3	412.0
16	0.0	81.0	39.0	18.0	37.7	1.5	4.0	0.0	30.0	0.0	44.0	123.0	308.2
17	27.5	55.0	31.0	7.0	37.0	53.0	0.0	0.0	0.0	18.0	0.0	59.0	287.5
18	61.0	99.2	55.7	32.3	5.0	13.0	14.0	0.0	33.0	59.4	52.7	17.4	421.0
19	16.0	0.0	67.0	62.5	30.0	0.0	0.0	7.0	22.0	101.5	76.4	17.7	310.1
20	36.0	55.7	9.0	24.0	44.7	0.0	0.0	0.0	38.0	33.1	58.0	29.0	327.5
21	39.0	23.4	51.0	2.0	39.5	46.2	0.0	0.0	106.2	66.6	31.0	15.2	420.1
22	34.0	7.0	50.3	9.0	25.5	51.4	0.0	0.0	36.0	73.0	0.0	0.0	266.2
23	0.0	65.0	57.0	37.0	19.0	18.0	29.0	0.0	14.0	54.0	64.0	21.0	378.0
24	9.7	55.0	63.5	60.3	5.5	0.0	0.0	0.0	30.0	3.0	24.0	14.0	265.0
25	0.0	66.0	4.0	35.0	35.0	84.2	0.4	0.0	3.0	26.10	6.0	22.0	281.7
26	14.5	44.0	41.0	18.0	50.0	0.0	0.0	39.0	33.0	40.5	70.4	7.5	365.9
27	16.0	29.0	30.2	13.0	68.5	8.5	20.0	5.0	33.0	58.0	48.0	79.5	408.5
28	0.0	18.0	53.4	87.0	39.8	0.0	0.0	0.0	110.5	36.0	63.5	13.5	420.3
29	29.0	90.0	43.5	44.5	39.5	44.4	5.5	0.0	43.0	18.0	19.5	44.5	421.4
30	57.5	56.0	0.0	74.5	24.5	154.0	35.0	0.0	0.0	0.0	76.0	44.0	521.5
31	0.0	0.0	77.6	13.0	10.0	44.0	0.0	6.0	0.0	108.0	15.0	0.0	274.6
32	34.1	29.0	50.5	14.0	15.0	14.0	8.0	0.0	81.5	21.0	38.5	40.0	325.6
TOTAL EN 20 AÑOS													7371.80
Media anual = $\frac{7371.80}{20} = 369 \text{ mm}$													

Fig. 9

Del detenido reconocimiento que hemos hecho con el profesor de nuestra Escuela de Geología D. Clemente Sáenz, se deduce que es una cuenca granítica perfecta, donde la aplicación de un coeficiente de escorrentía de 0,2 supone tener en cuenta todas las contingencias posibles y potables, incluso una evaporación extraordinaria, y así tenemos un caudal embalsable de:

$$73.636.902 \times 0,2 = 14.727.380 \text{ m}^3$$

y a nosotros nos hace falta al año:

$$0,200 (\text{m}^3) \times 86.400 (\text{seg.}) \times 365 (\text{días}) = 6.307.200 \text{ m}^3$$

tenemos, según este cálculo, asegurado el abastecimiento.

Algunos hubieran preferido que utilizásemos sólo el Torcón, con sus afluentes el Yedra y el Gimena, prescindiendo del Villapalos y los suyos, ya que en la cuenca del primero no hay poblado alguno y en la del segundo se encuentra San Pablo de los Montes. No lo hacemos por las razones siguientes:

1.ª De San Pablo al embalse que proyectamos hay más de 8 Km., distancia más que suficiente para una autodepuración. En último caso, es muy fácil de hacer traída de aguas y saneamiento adecuado a un pueblo tan pequeño.

2.ª Los datos que hemos podido conseguir y que

hemos dejado apuntados, nos permiten mirar con todo género de seguridades la solución aprovechando los dos arroyos Torcón y Villapalos; para usar sólo el primero necesitaríamos aforos más concretos.

3.^a Nos encontramos en el Torcón aguas arriba cerrada adecuada para establecer el embalse.

Como último dato comparativo diremos que el 14 de junio de un año tan seco como éste, aún llevaba el Torcón con el Villapalos en el molino del «Tío Escusa» agua suficiente para moler con una piedra, y ese mismo día el caudal del San Martín (con sus afluentes) era de unos 10 l/seg. y el del Guajaraz, en las inmediaciones de la presa romana, también semejante.

Después de estas consideraciones hechas en el año 1944, hemos de decir ahora, en 1950, que la realidad ha sido la siguiente, según los datos que nos han dado los aforos:

Año 1945.—Caudal total del Torcón = 14 millones de m³
 Año 1946.—Caudal total del Torcón = 28 millones de m³
 Año 1947.—Caudal total del Torcón = 53 millones de m³
 Año 1948.—Caudal total del Torcón = 5,5 millones de m³
 Año 1949.—Caudal total del Torcón = 5,2 millones de m³

Hemos de insistir que se trata de una cuenca granítica perfecta de 200 Km² de extensión, con una lluvia media previsible de más de 370 litros por m², se-

gún coinciden todas las observaciones, y como, por otra parte, esta sequía tan por bajo de los mínimos admitidos como definitivos, lo mismo puede extenderse a grupos de años más o menos consecutivos, debemos sacar la consecuencia de que al proyectar toda clase de obras, y muy especialmente las que ahora quedan, que son las caras, hemos de huir de todo optimismo y aún de muchos conceptos tenidos como normales y mirarnos en cambio en nuestro ejemplo.

El asunto tiene tal gravedad que estas sequías de los últimos años han hecho descender las cifras medias, que considerábamos ya como definitivas después de más de medio siglo de perfecto funcionamiento de la estadística.

Si hubiéramos proyectado nosotros con menos amplitud, ya el año 1948, sin haberse llegado al censo previsto, hubiéramos tenido que implantar restricciones en Toledo.

CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

Vamos a hacer un resumen de las mismas, muy ligero, pues tenemos que insistir que no presentándonosos ningún problema técnico especial, no hemos proyectado nada nuevo (fig. 10).

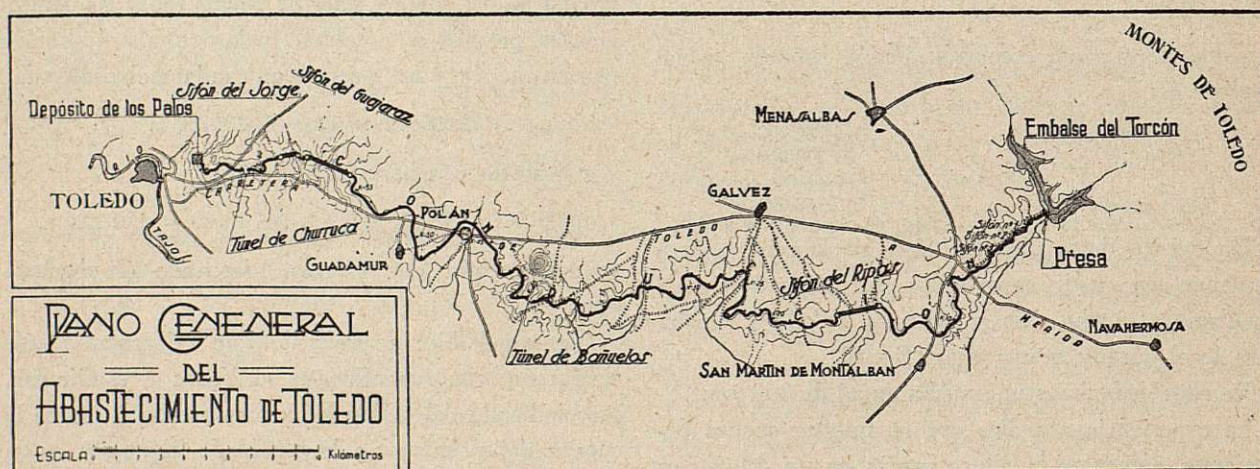


Fig. 10

GENERALIDADES DEL ABASTECIMIENTO:

Dotación por habitante y día: 200 litros.

Caudal diario: 14.000 m³.

Capacidad de la conducción: 200 l. por segundo.

Caudal mínimo disponible para las necesidades del Ejército: 32,4 l/seg.

Desnivel: La cota de toma en el embalse es la de 684 m., y la del punto más alto de Toledo (explanada del Alcázar) es 548 m.

EMBALSE

Situación: En el arroyo Torcón (afluente del Tajo), trozo comprendido entre el Villapalos y el Ginema. Todo en el término municipal de Menasalbas.

Cota máxima del embalse: 696,00 m.

Capacidad total del embalse: 3.330,360 m³.

Capacidad útil (por encima de la toma). 3.221,760 metros cúbicos.

Naturaleza de la cuenca: Granítica, con cuarcita siluriana en las partes altas.

Naturaleza del vaso: Granítica.

PRESA

Situación: Cerrada granítica que existe inmediatamente aguas abajo de la confluencia de Villapalos

con el Torcón, en el término municipal de Menasalbas (fig. 11).

Partes principales: Presa de gravedad, estribos, presa vertedero, amortiguador de energía y dispositivos de limpia y toma.

Cimientos de la presa: Sobre granito, que en el fondo de este valle permanece inmovible. La profundidad media es de 4 m.

Empotramiento de la presa: Lateralmente al valle, y en especial en esta cerrada presenta lastrones y bloques que, desde luego, no alcanzan profundidad, ni son de esperar fisuras continuas, por lo que las inyecciones han de tener escasa importancia. La profundidad media de estribación es de 4 m.

Coronación: La longitud total de la coronación es

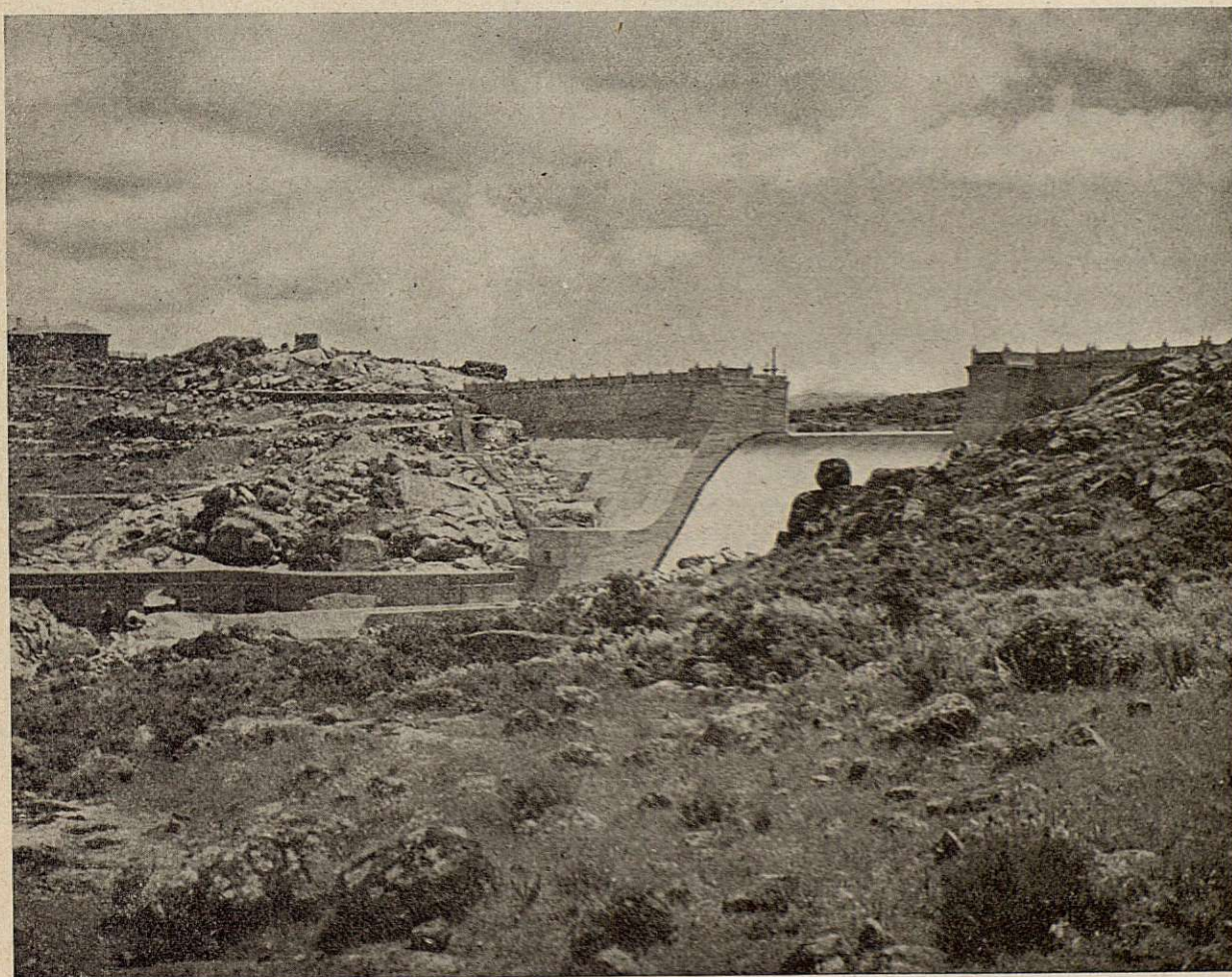


Fig. 11

de 85 m., los cuales corresponden a las siguientes partes:

Presa de gravedad (zona izquierda)	8,00 m.
Estribo izquierdo	4,00 m.
Presa vertedero	30,00 m.
Estribo derecho	4,00 m.
Presa de gravedad (zona derecha)	39,00 m.

La cota de coronación de la presa vertedero es de 694 m., y la de los estribos y de gravedad de 700,70 m.

Presa de gravedad: Paramento de aguas arriba vertical, y de aguas abajo con talud de 0,70.

Estribos: Sus dimensiones vienen obligadas por el encauzamiento de la lámina vertiente.

Presa vertedero: Capacidad de desagüe de 488,46 m³ por segundo, con una altura de lámina de 4,00 m. Paramento de aguas arriba vertical, y de aguas abajo con talud de 0,70. Coronación tipo Creager. No lleva compuertas.

Protección a pie de presa: El sistema adoptado para amortiguar la energía de la lámina vertiente es el de trampolín dentado, de doble lanzamiento; sus dimensiones han sido fijadas de acuerdo con los ensayos, en modelo reducido, efectuados en los Laboratorios de Hidráulica de la Escuela de Caminos.

El trampolín está constituido por seis dientes, de 5,80 m. de longitud, 1,50 m. de altura y 2,87 m. de anchura, con una pendiente de 0,36, y cinco vanos, de 2,56 m. de anchura y una pendiente de 0,10.

Desagüe de fondo: Lleva uno solo en el estribo derecho, con doble compuerta de 0,80 x 1,20 m.; a embalse lleno desagua 12 m³ por segundo.

Toma de agua: En la cota 784, es decir, a 6 m. del fondo con un tubo de 0,35 m. protegido por dos compuertas.

Cuántía de la obra: La excavación para los cimientos es de 2.769,480 m³, y para la estribación de 5.035,497 m³. El volumen total de la fábrica de hormigón en masa es de 12.942,975 m³.

CONDUCCIÓN

Longitud: Tiene una longitud total desde el arenero a la entrada del depósito regulador de 64 + 0,956 kilómetros. Recorre los términos municipales de Mena-salbas, San Martín de Montalbán, Gálvez, Polás, Guadamar, Argés y Toledo.

Canal: En el canal hay 57.354,24 m., con una sección trapezoidal de 0,70 arriba, 0,44 abajo y 0,56

de altura; es de hormigón en masa con enlucido, y tapas de hormigón armado; va cubierto de terraplén para su aislamiento y defensa, y lleva una pendiente de media milésima. Las obras son de muy escasa importancia: 14 acueductos con luz máxima de 3 m.; caños de 0,80 m. para desagüe inferior, y losas de 2 m. para desagüe superior.

Túneles: Sólo hay 5, que son: Bañuelos (563,40 m.), Tinto (269,00 m.), Cervatos (63,45 m.), Churruca (329,69 m.) y Carretera de Argés (184,02 m.).

En ellos la sección es visitable, así como en las trincheras de cota superior a 3 m.

Sifones: Los únicos del proyecto son:

Núm.	CAUCE	Longitud — m.	P. máx. — Alm.	Diámetro — m.
1	—	120,44	1	0,50
2	—	226,11	1	0,50
3	Merejo... ..	633,97	3	0,50
4	Ripas	1.694,68	5	0,50
5	Guajaraz	2.161,00	8	0,50
6	San Jorge... ..	936,91	4	0,50
Longitud total... ..		5.773,11		

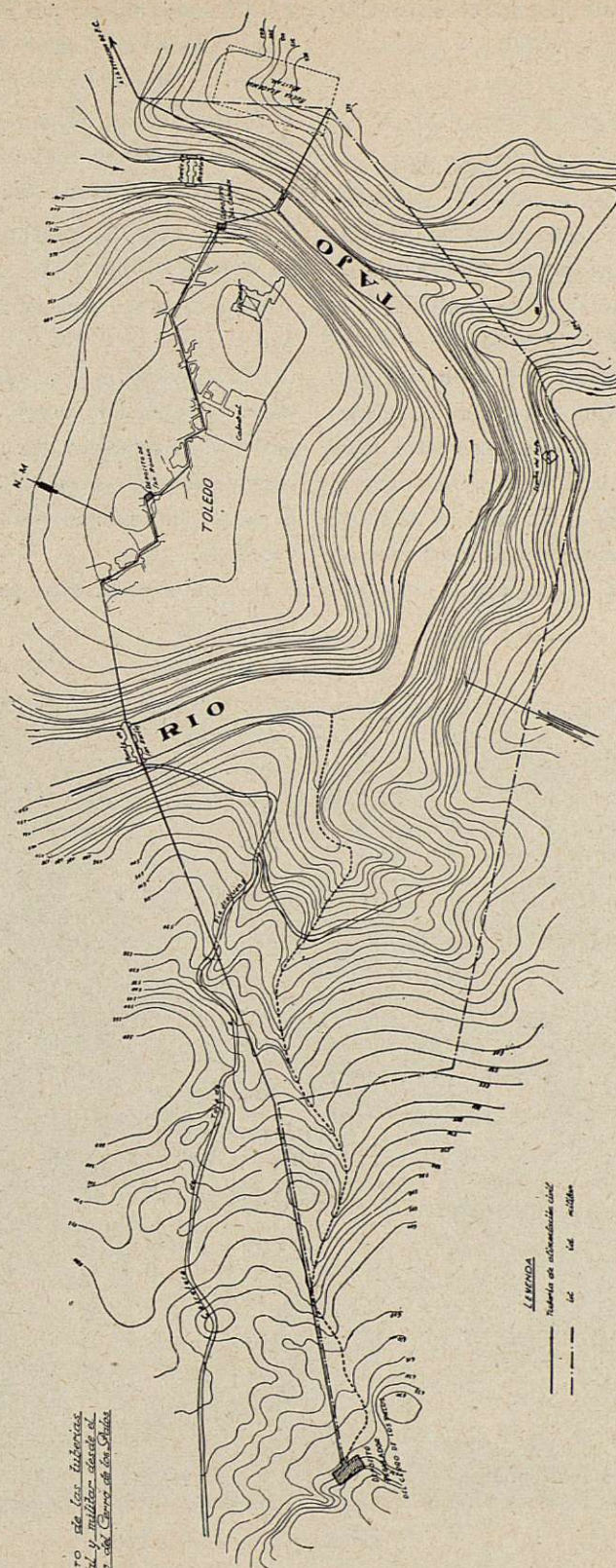
Los proyectamos de hormigón centrifugado con camisa de palastro y armadura (tipo Bona) (fig. 11).

Casillas: Para la debida vigilancia de la conducción se construyen 5 casillas de tipo familiar.

El desnivel que existe entre la toma (cota 684) y el punto más alto de Toledo, explanada del Alcázar (cota 546 m.), nos da carga más que suficiente; pero la conveniencia del trazado nos obliga a pasar por puntos fijos que hacen situar el depósito en la cota (silera) 622 m., cuando por las necesidades de Toledo se podía haber establecido mucho más bajo, aun teniendo en cuenta la gran pérdida de carga que supone el sifón de cruce del Tajo por el puente San Martín, con una tubería de poco diámetro para que sea económica.

Además, como toda la ladera en que se desarrolla la conducción es semejante a una superficie cónica, cuanto más altos vayamos menos longitud tendremos y cruzaremos los barrancos en mejores condiciones. No podemos, sin embargo, aplicar en absoluto esto, pues pasos obligados nos lo impiden. También en otros sitios hemos de enterrar bastante el canal para disminuir el desarrollo.

Por todas las condiciones anteriores hemos de in-



Proyecto de las tuberías
 municipal y militar desde el
 Depósito del Cerro de los Chiles

tentar establecer una pendiente mínima en el canal, y así llegaremos a la de media milésima por metro.

DEPÓSITO REGULADOR

Por razones artísticas y de configuración de la ciudad nos es imposible instalar el depósito regulador de este nuevo abastecimiento dentro de Toledo, ni utilizar el actual de San Román; por tanto, hay que situarlo en las lomas fronterizas antes de cruzar el Tajo y dar por terminada aquí la obra estatal.

Siguiendo la traza que llevamos, el punto más próximo al puente de San Martín (por donde necesariamente hemos de cruzar el Tajo) se encuentra unos 500 m. a la izquierda del Km. 4 de la carretera local de Toledo a Piedrabuena; allí es donde se ha de situar el depósito, ya que tiene cota más que suficiente con relación a la población (622 m.). El exceso de altura

no debemos perderlo por ahora, reservándolo para una menor tubería en el paso del río y para la distribución, dentro de los límites aceptables.

Se trata de un terreno granítico del alto de un cerro, que el examen organoléptico nos dice no debe tener grietas ni fisuras profundas.

Proyectamos un depósito semienterrado de hormigón en masa y mampostería.

Respecto a su capacidad tenemos razonamientos, y aún cálculos, para todos los gustos, que nos llevarían a una exposición ilimitada. Además, la mayoría de ellos conjugan las curvas de alimentación con las de gasto, y en depósitos que no son elevados y excesivamente costosos ese concepto no sirve para determinar la capacidad, sino es sólo función de la reserva que deseemos.

Decidimos proyectarlo para una capacidad de 14.000

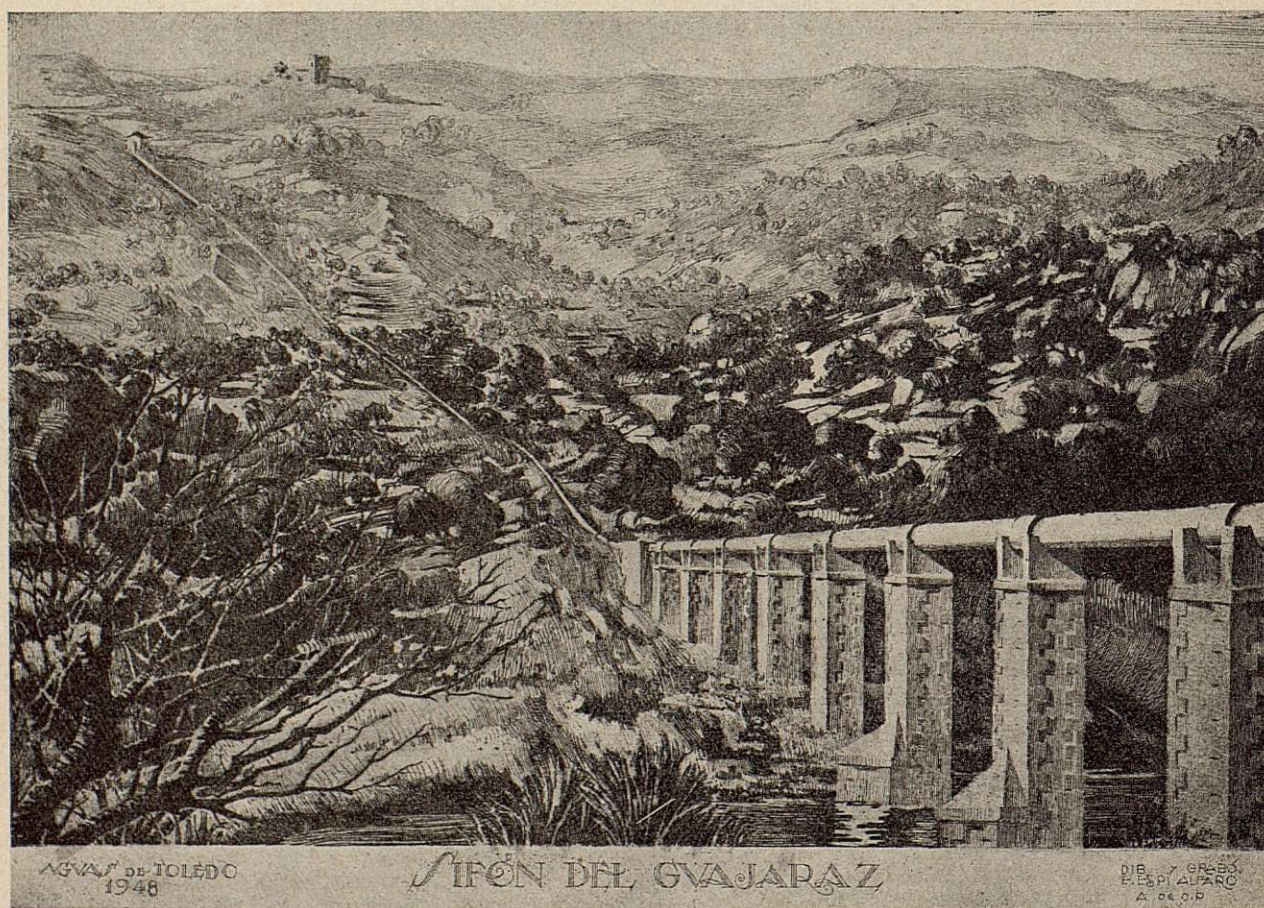


Fig. 13

metros cúbicos, que es el «máximo maximoru» diario que permite este proyecto, por las razones siguientes:

1.^a Ha de pasar mucho tiempo antes que el abastecimiento llegue a exigir su total capacidad, y esto que en los demás elementos no podemos tenerlo en cuenta, porque tanto en la presa como en la conducción la ampliación exige enormes gastos; en una obra como el depósito, su ampliación no los produce mayores que los que tendría su construcción el día de hoy.

2.^a En el momento actual y en los próximos, con el depósito que proyectamos (14.000 m³), los que se conservan en San Román (1.880 m³), el del Carmen (1.000 m³) y los que han de tener los edificios militares (una capacidad mínima de 200 m³), tenemos una reserva total de 17.000 m³, que, con una administración racional, en un caso de avería, darían abastecimiento suficiente para 8 días.

3.^a Las características y garantías de ejecución que lleva la obra no nos hacen prever en la conducción averías corrientes de esa duración. La naturaleza granítica del terrenos nos da las máximas seguridades, en los que a él se refiere.

DEPÓSITO REGULADOR

Situación: En la parte más alta del Cerro de los Paños, en la finca «Granja de Mirabel» (T. m. de Toledo) y frente al Km. 4 de la carretera de Toledo a Piedrabuena. Su cota de solera es la 622 m.

Capacidad: 14.000 m³ en dos depósitos, con una altura de agua de 5,00 m.

Fábrica: Semienterrado, con muros exteriores y muretes interiores de hormigón en masa. Cubierta de doble bóveda de ladrillo (fig. 14).

Obras accesorias: Camino de acceso desde la carretera de 490 m. de longitud y una casilla familiar para guardería.

CAMINO DE ACCESO AL EMBALSE

Origen: Km. 40 + 476 m. de la carretera comarcal de Toledo a Mérida.

Longitud: 5.568,79 m.

Anchura del firme: 5,00 m.

Anchura total: 6,00 m.

Clase de firme: «Macadam» ordinario.

Máxima pendiente: 4,52 %.

EDIFICIOS AUXILIARES DEL EMBALSE

Casa administración: Edificios con carácter definitivo con capacidad para vivienda de un ayudante, un guarda, despacho ingeniero, oficina de la administración, almacén de la misma, garaje y laboratorio de cementos.

Viviendas: Un grupo de cuatro viviendas familiares con carácter provisional (después de terminada la obra se demuelen, pues todo el personal fijo cabe en la casa administración) para albergar los vigilantes de obra y personal de la administración.

Almacén de cemento: Tiene una capacidad para 600 toneladas, y también se proyecta con carácter provisional.

REDACCIÓN DEL PROYECTO

Para la redacción de estos proyectos fueron designados, a petición del ingeniero que recibió el cargo de la dirección, los ayudantes de Obras Públicas D. Manuel Sopranis y Gutiérrez de Salamanca y D. Enrique Espí Alfaro, cuya colaboración ha sido muy eficaz en todo momento, pues gracias a su entendimiento, desvelo y capacidad técnica, puede terminarse el estudio en el plazo marcado.

Existían datos del Instituto Geográfico y Estadístico que en un principio nos sirvieron de orientación; pero después, como todo el estudio se ha proyectado sobre planos tomados por nosotros (a escala 1/2.000 para la conducción, y a 1/200 para las demás obras), ha sido necesario tener taquimétrico de unas 2.500 hectáreas.

Su nivelación está referida a la del Mediterráneo en Alicante. En algunos sitios se tantearon diversas soluciones. Inmediatamente al estudio se hizo una nivelación de precisión, que luego detallaremos.

Se empezó el estudio en abril, y en octubre quedó entregada la totalidad del proyecto, que sirvió para la construcción, sin exigir replanteo previo.

Lleva 442 m. l. de planos, y en su delineación se han empleado 1.600 horas.

Además del personal antes citado, ha sido necesario el empleo de seis personas más, prácticas en estos trabajos, durante cuatro meses, que fué los que duró esa redacción propiamente dicha.

Con estas transcripciones damos por terminada la segunda parte de la Memoria.

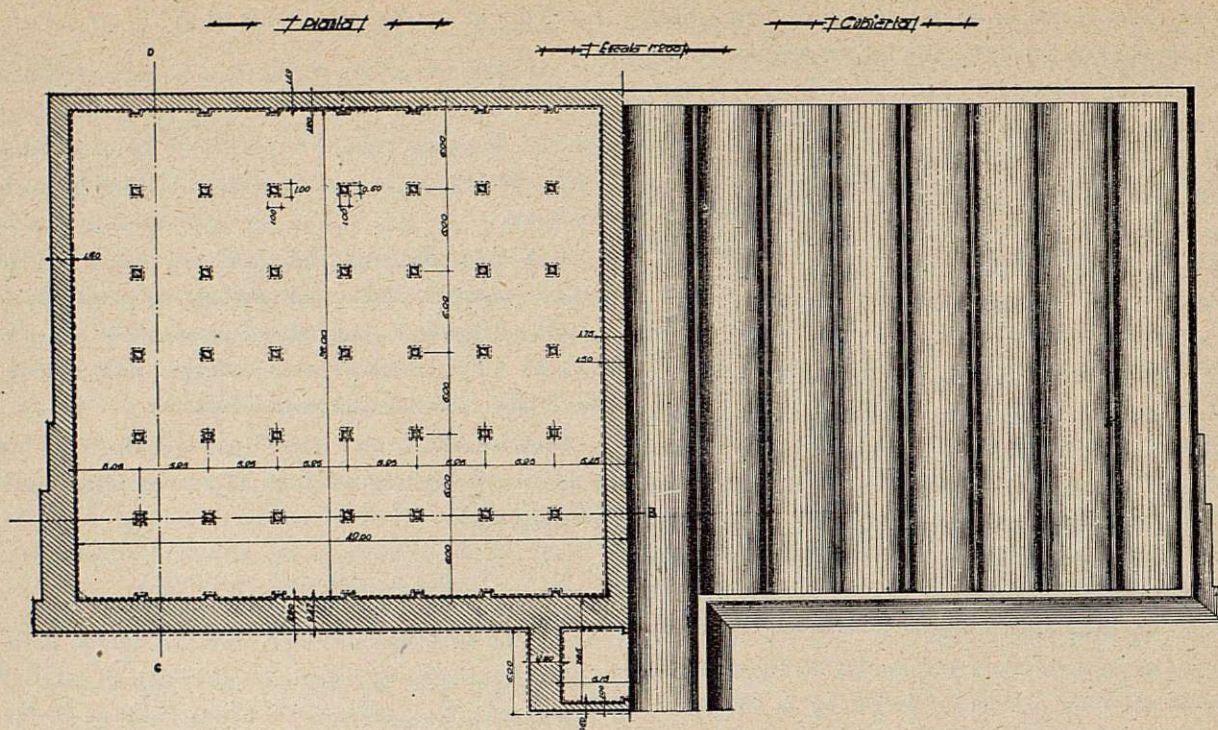


Fig. 14

III EJECUCIÓN DEL ABASTECIMIENTO DEL TORCÓN

CALENDARIO DE LA OBRA

Año 1944

- 25 febrero.—Decreto fundacional publicado en el *B. O. del Estado* de 16 de marzo.
- 25 abril.—Comienza el estudio.
- 3 octubre.—Empieza a funcionar la estación de aforos del arroyo Torcón.
- 3 octubre.—Termina la redacción del Proyecto.
- 8 diciembre.—Inauguración de las obras del camino de acceso al embalse del Torcón y de las edificaciones auxiliares del mismo.

Año 1945

- 11 enero.—Aprobación definitiva del Proyecto.
- 15 mayo.—Termina la construcción del camino de acceso al embalse del Torcón y del almacén de cemento y de las viviendas provisionales.
- 9 julio.—Replanteo de la presa del embalse del Torcón.

19 septiembre.—Replanteo del canal normal y obras de fábrica de la conducción.

16 octubre.—Replanteo del depósito regulador.

25 octubre.—Se termina la casa-administración del embalse del Torcón.

9 diciembre.—Replanteo de los sifones de la conducción.

Año 1947

25 marzo.—Riada extraordinaria del arroyo Torcón que hace pasar 300 m³ por segundo por la presa. El cálculo preveía 500.

7 mayo.—Queda terminada la presa del embalse del Torcón, que tenía de plazo primitivo hasta el 9 de julio.

25 mayo.—Se termina el «Depósito regulador del Cerro de los Palos», que tenía de plazo el 22 de agosto.

Año 1948

12 agosto.—Terminados el canal y los sifones se procedió a las pruebas de ellos y del depósito regulador.

15 agosto.—Comienza el suministro normal de agua a la Nueva Academia Militar.

Con el plazo de dos años de que disponían las diversas contratas de la obra, ésta debió estar terminada en septiembre de 1947.

Dificultades surgidas en el suministro de los materiales metálicos, de gasolina para los transportes, y, especialmente, de cemento, han retrasado la terminación hasta el mes de agosto de 1948.

El último vagón de cemento llegó a Toledo el 30 de julio de 1948, y el agua del Torcón llegaba al depósito de los Palos el 12 de agosto.

GENERALIDADES DE LA EJECUCIÓN

Cuando el 8 de septiembre de 1944 se inauguraron las obras, con el comienzo del camino de acceso al embalse del Torcón, el sentir popular de Toledo exhumó la antigua copla que decía:

*Los postes de Juanelo
ya van andando,
llegarán a su sitio,
sabe Dios cuándo,*

para hacer referencia a la suerte que le iba a acontecer al ritmo de la obra. Pero esta vez la tradición se ha roto, pues agua llegó a Toledo, y los célebres postes de Juanelo, que han pasado siglos abandonados en los campos de Nambroca, están ya en el Valle de los Caídos, cumpliendo un cometido histórico, que era el fin para que su autor los creó.

Pocas enseñanzas pueden sacarse de esta obra, pues, salvo su desproporción longitudinal, en todo lo demás es completamente vulgar.

Ese defecto da lugar a que como el volumen a excavar por metro cúbico es pequeño, y a veces los carburantes eran difíciles y la dureza de la totalidad de la zanja para excavar no era excesiva, resultase ser antieconómico el empleo de compresores, y la experiencia nos demostró que lo más adecuado en el 90 % de la conducción era el empleo de brigadas de barrenos del país, previamente adiestrados.

COMPARACIÓN DE PRESUPUESTOS

Partes de la obra	Presupuesto proyecto	Coste hasta hoy	Sistema de ejecución
Embalse del Torcón	3.996.490,79	6.044.848,35	Contrata.
Conducción	17.195.713,39	23.189.682,60	Contrata.
Depósito regulador	2.056.923,34	3.264.116,55	Contrata.
Camino de acceso al embalse	893.779,51	893.779,51	Administración.
Edificios auxiliares del embalse	542.283,60	542.283,60	Administración.
TOTALES	24.685.190,61	33.934.710,61	

Decimos solamente el coste hasta hoy, porque aún quedan por redactar algunas revisiones y liquidaciones que harán ascender el gasto definitivo a poco más de los 35 millones de pesetas, lo que supone un aumento sobre el proyecto primitivo de 11 millones, o sea, un 44 % del presupuesto del mismo.

Esta cuantía es la normal con arreglo a los aumentos que por la Ley han tenido los jornales y materiales en este tiempo.

OTROS ABASTECIMIENTOS DE AGUA

Nunca mejor aplicable que a este caso la frase vulgar de «las comparaciones son odiosas», pues no procede enjuiciar de una manera definitiva los abastecimientos de agua por su coste, pero bueno será que

tengamos una idea del importe de éste en relación con otros más o menos similares.

Para compararlo con el de Madrid (Canal de Isabel II) hemos de establecer el siguiente cuadro:

AÑOS	Importe de las obras. Millones de pesetas	Coefficientes por depreciación moneda	Importe de las obras referidas al momento actual. Ptas.
1851	41	6,92	283.720.000,00
1866	16,5	5,42	86.720.000,00
1876	9	3,15	28.350.000,00
1907	41,5	2,95	122.425.000,00
1928			
Total			519.215.000,00

Nos ocuparemos sólo de las obras hasta el año 1928, con las que se consiguió un caudal medio de 2.700 l. = seg.; al evaluar las mismas se han eliminado los gastos de distribución, centrales eléctricas, etcétera; es decir, todo aquello que no tiene partida en nuestro proyecto. Para que ambas traídas de agua sean comparables aplicamos coeficientes que transformen el valor adquisitivo de la peseta entonces con el de la peseta ahora, deducidos de los índices de vida y coste de jornales y materiales en cada momento; y así tenemos:

$$\begin{aligned} \text{Coste de establecimiento del 1 = seg.} \left\{ \begin{array}{l} 519.215.000,00 \\ \text{en el Canal de Isabel II} \end{array} \right. &= \frac{\quad}{2.700} = \\ &= 192.301,85 \text{ pesetas.} \end{aligned}$$

El abastecimiento de Alcalá de Henares, también de carácter cívico-militar, está en ejecución actualmente y, por tanto, éste es uno de los casos en que la comparación podría tener cierto valor.

Hemos querido compararlo con el nuevo abastecimiento de Sevilla, que también está en construcción y va a tener un caudal de 2.000 l./seg. y 44 Km. de conducción, pero nos encontramos que no es posible saber su coste. Se hace a base de un anteproyecto que importa 110 millones, pero que se elevará considerablemente, pues aún falta fijar dimensiones y precios definitivos de una de las dos presas que tiene, de parte del canal, de un sifón de 13 Km. de longitud y del depósito. Con todo ello, no hay duda que el precio de l./seg. ha de pasar bastante de las 100.000 pesetas.

CUADRO COMPARATIVO DE COSTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Abastecimiento de:	Importe de ejecución Ptas.	Habitantes	Caudal litro, por segundo	Canal de conducción Km.	Importe del litro por segundo Ptas.
<i>Madrid.</i> —Canal de Isabel II... ..	519.215.000,00	1.200.000	2.700	91	192.301,85
<i>Alcalá.</i> —Cívico militar en construcción	18.000.000,00	28.000	60	42	300.000,00
<i>Toledo.</i> —(Torcón)	35.000.000,00	70.000	200	65	175.000,00

EXPLOTACIÓN DE ESTOS ABASTECIMIENTOS

En la tan citada «Memoria general» decíamos en 1944:

Creemos de interés señalar la siguiente circunstancia: el futuro abastecimiento de agua a Toledo tiene relación con su Ayuntamiento, y en especial con los servicios técnicos del mismo, una proporción infinitamente mayor que la que en el Canal de Isabel II tiene con el de Madrid; hay, por tanto, una poderosa razón para que la explotación se realice de una manera similar, es decir, fuera de la órbita municipal.

Se ha procurado dar al futuro abastecimiento la mayor autonomía funcional posible, quitando mecanismos y dispositivos en los que intervienen la voluntad del hombre, pero aun así la experiencia nos dice que no podemos garantizar su perfecto funcionamiento si no se toman en la explotación medidas tan excepcionales como las que han presidido la construcción.

El próximo pasado mes de marzo, la explotación del abastecimiento se entregaba al Ayuntamiento de Toledo, porque la legislación actual no permitía otro sistema que regulase el uso de la obra.

Consignamos aquí el hecho, con el sólo objeto de que pasado el tiempo y se vea cuál método era más eficaz, se puedan buscar en esta Memoria los fundamentos que originaron la resolución; debiendo indicar, además, que los Organismos Superiores de la Administración estaban en principio conformes con nuestra propuesta, pero que ante la imposibilidad legal, tuvieron que abandonarla bien a su pesar.

OBRA MUNICIPAL

El Ayuntamiento de Toledo se ha visto obligado a ejecutar una gran obra municipal; primero, para llevar el agua del depósito del Cerro de los Palos, donde termina la obra estatal, a Toledo, y después para la

distribución dentro de la ciudad, ya que la existente no era casi aprovechable por los nuevos caudales y presiones.

Los edificios de Toledo están situados desde la cota 548, explanada del Alcázar, a la 453, en las zonas bajas de la ciudad; exigen, por tanto, ser abastecidos unos directamente del depósito regulador del Cerro de los Palos, y otros a menor presión desde los depósitos interiores de Toledo (San Román y Carmen).

Todo este conjunto recibe el agua del primero, por una gran arteria de 450 mm. de diámetro que cruza el Tajo por el río San Martín.

Esta tubería maestra se ha proyectado de fundición, pero dada la calidad quebradiza que por falta de chatarra tiene ahora este material, si tuviéramos que vol-

ver a planearla, nos fijaríamos en las tuberías de tipo Bona (armadura, palastro y hormigón centrifugado), que con verdadero éxito hemos colocado en los sifones de la conducción del Torcón a Palos.

Así como la obra estatal a través de más de 60 kms. de tierras y pueblos, se llevó con la velocidad que las necesidades requerían, en cuanto hemos entrado en el casco de la ciudad, las enormes dificultades de espacio, circulación, alcantarillado y conducciones antiguas, etc., nos han casi paralizado, y todo marcha ya lentamente. Pareció como si el vetusto Toledo, por eso mismo de su ancianidad milenaria, se resistiese a toda nueva operación en sus entrañas.

Casa de los Palos (Toledo), abril de 1950.

N.º 269. - Estudio sobre el «confort» en los edificios

Autor: D. FÉLIX ARA OLARTE

Ingeniero Industrial

CAMBIOS CALORÍFICOS DEL CUERPO HUMANO CON EL AMBIENTE QUE LE RODEA

El cuerpo humano es organismo que posee la facultad de conservar la temperatura interior de 37° C., aun rodeado de ambiente de condiciones muy distintas, tanto en lo que se refiere a la temperatura, como al grado higrométrico y a la presión atmosférica. Esto supone que existe un estado de equilibrio entre el calor producido en el interior del cuerpo y el que se desprende de él al exterior; lo que se llama «equilibrio homotérmico».

El establecimiento de este equilibrio es originado por fenómenos automáticos gobernados por el sistema nervioso, muy sensible a las influencias exteriores.

Los fenómenos que intervienen en el «equilibrio homotérmico» los podríamos clasificar en químicos y físicos. Cuando entre éstos existe determinada relación, el cuerpo se siente reconfortado, el citado equilibrio subsiste, aquél se siente agradablemente acariciado por el ambiente que lo rodea; en caso contrario, la temperatura del cuerpo tiende a variar en más o menos sobre los 37° C., experimentando una sensación de calor o frío, el «equilibrio homotérmico» peligra y al-

guna función debe de intensificarse o intervenir, para hacerlo subsistente.

La producción del calor interior es debida al fenómeno químico de la combustión interna, y a los físicos, originados por frotamientos interiores de la sangre en circulación y desplazamiento de los músculos; y la disipación del calor se realiza por la emisión del calor radiado de la piel y vestidos hacia los cuerpos exteriores que lo rodean a temperatura inferior, transmisión de calor por convección, principalmente, y algo, por conductibilidad de la piel y vestidos al aire que envuelve al cuerpo, emisión de calor por evaporación de piel y vestidos, y calor que expulsamos por la respiración.

El fenómeno químico de producción interna de calor crece o mengua, automáticamente, según antes hemos expresado, gobernado por el sistema nervioso, a medida que el cuerpo abandona más o menos calor al ambiente que lo rodea, o produzca más o menos energía en forma de trabajo.

Este hecho implica la necesidad de alimentación adecuada que sea capaz de producir las calorías equivalentes disipadas por los conceptos expresados y que

permita, por tanto, sostener el «equilibrio homotérmico».

Los fenómenos físicos de disipación de calor presentan la particularidad de que, unos, aumentan en intensidad, cuando otros disminuyen, de manera que se pueden considerar su suma como constante, dentro de límites bastante amplios; así, por ejemplo, si la temperatura exterior al cuerpo se eleva, las pérdidas por radiación, conductibilidad y convección disminuyen, en tanto que la emisión por evaporación aumenta.

En nuestras latitudes, la experiencia nos enseña que un cuerpo, normalmente vestido y en reposo, siente impresión agradable en un ambiente cuya temperatura sea próxima a 18°. El «equilibrio homotérmico» subsiste, con funcionamiento automático y de modo normal. Si la temperatura desciende, el cuerpo debe defenderse contra una mayor pérdida calorífica, y los nervios de la piel, que es el elemento principal de la regulación homotérmica, por lo que se refiere a la disipación de calor, responden contrayendo las fibras musculares que envuelven los vasos sanguíneos; la irrigación sanguínea de aquélla será aumentada y, por consiguiente, su temperatura; al propio tiempo aumenta la producción interna de calor. La resultante de todos estos fenómenos es la *sensación de frío*.

Por el contrario, si la temperatura es superior a 18°, la pérdida de calor del cuerpo humano es insuficiente, y entonces, y para la defensa del equilibrio térmico del cuerpo, intervienen las glándulas de la piel, que rigen el fenómeno de la transpiración, proporcionando tanta humedad cuanta sea menester, para que el calor tomado de la piel por evaporación del sudor, contribuya a mantener constante la cantidad de calor cedida por el cuerpo; entonces el cuerpo siente *sensación de calor*.

Por tanto, podríamos afirmar que la sensación de frío o de calor la sentimos cuando existe una causa que tienda a romper el «equilibrio homotérmico», y, si aquélla se intensifica y persiste, roto aquél, traerá como consecuencia la elevación o descenso de temperatura del cuerpo humano, y, con ello, su muerte.

Esta rotura del «equilibrio homotérmico» radica entre límites muy amplios (desde -35° a $+33^{\circ}$, aproximadamente), con vestimenta y alimentación apropiada.

Hemos supuesto en nuestra determinación experimental de la temperatura grata (18° C.), que se trataba de un cuerpo normal, con vestimenta apropiada y en reposo; se comprende, por tanto, que si el cuerpo humano se halla en actividad, el calor producido por los fenómenos que aquélla intensifica requieren una menor temperatura del ambiente que lo rodea, para que la disipación que exige el «equilibrio homotérmico» sea mayor; experimentalmente se ha observado que esa temperatura en nuestras latitudes oscila entre 18° y 8° C., según se halle el cuerpo en reposo o en actividad creciente.

Todo cuanto queda expuesto indica la impropiedad que cometemos cuando decimos «vamos a calentarnos», cuando en realidad deseamos impedir la pérdida de calor.

DETERMINACIÓN DE LA TEMPERATURA DE «CONFORT»

Para tratar de la determinación de la temperatura que proporciona sensación grata al cuerpo humano, hemos de hacer referencia a tres escuelas que han seguido métodos fundamentalmente diferentes (sobre todo las dos primeras), que a continuación mencionamos: la de los higienistas alemanes, la de los americanos y la de los franceses.

DETERMINACIÓN DE LA TEMPERATURA DE «CONFORT», SEGÚN LOS HIGIENISTAS ALEMANES

Los fenómenos físicos que tienen asiento en la piel, tienen importancia óptima para la regularización del «equilibrio homotérmico»; el papel de la respiración, desde este punto de vista, es muy secundario.

Esta consideración indujo a los higienistas alemanes a tomar la temperatura de la piel como medio para averiguar la acción del medio ambiente sobre el cuerpo humano. Muchos experimentos de Reichenbach y Heymann («Beziehungen zwischen Haut-und Lufttemperatur», Zeitschr. f. Hig. Infektions Krankh., vol. 57 (1907), demostraron que la temperatura de la frente era la más apropiada para la efectividad de las investigaciones que realizaban. En efecto, la temperatura de esta zona es algo inferior a la media de otras partes del cuerpo, delata exactamente la temperatura del aire y

revela las diferencias más insignificantes que puedan existir, entre diferentes personas.

Los citados higienistas realizaron dos series de experimentos: con aire en calma y con aire en movimiento.

TEMPERATURA DE LA PIEL CON AIRE EN CALMA

Las determinaciones de las temperaturas de la frente las realizaron Reichenbach y Heymann, usando como instrumentos un par termoelectrico y un galvanómetro, y actuando sobre personas vestidas con traje habitual y en reposo.

Presentamos el cuadro de resultados obtenidos actuando sobre dos personas, A y B, y tomando como variables la temperatura del aire en grados C. en abscisas, y la de la frente en las mismas unidades, en ordenadas (fig. 1).

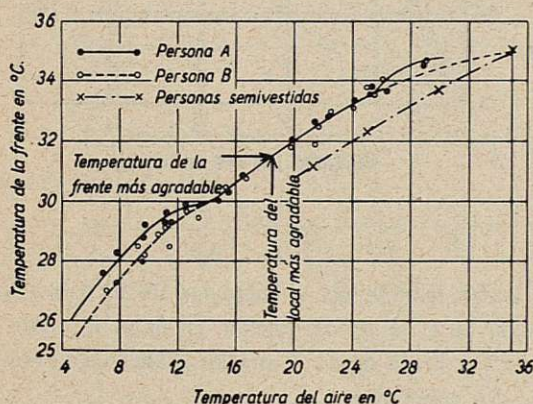


Fig. 1

Las curvas obtenidas para ambas personas coinciden entre los 14° y 25° C., temperatura del aire; para límites inferiores y superiores a estos valores las curvas se separan y arquean. Estos experimentos fueron repetidos por Heymann en colaboración de Roff-Petersen («Das Verhalten der Hauttemperatur und des subjektiven Empfindens bei verschiedenen Katathermometerwerten». Ztschr. f. Hig. und Infektionskrankh, vol. 105, 1926), en presencia de Weiss, y obtuvo idénticos resultados. De ellos parecía desprenderse que el límite inferior de la conjunción de las dos curvas correspondía a un comienzo de sensación de frío, con un aumento de producción de calor de-

bido a una acción muscular, y el límite superior a una impresión de calor propia del comienzo de una transpiración.

Entre ambos límites se encuentra la región en donde se aprecia la satisfacción del organismo.

Estos últimos experimentadores obtuvieron la conclusión de que el estado normal de la temperatura de la frente se halla entre los 30,5° y 32,5° C., que corresponden a temperaturas exteriores de 16° a 22° C. Tomando la media de valores se llega a la conclusión de que la temperatura que proporciona el máximo confort corresponde a la de 18,8° C. exterior, siendo 31,5° C. la de la frente. En Alemania, la experiencia ha comprobado suficientemente que la temperatura de 19° C. es la que proporciona el máximo agrado en habitaciones normales.

Strauss y Schwarz («Die Wirkung Windgeschwindigkeiten auf die Hauttemperatur des ruhenden Menschen bei verschiedenen Temperatur und Feuchtigkeitsgraden der Luft». Zeitschr. f. Hig. und Infektionskrankh, vol. 114, 1932) operaron sobre múltiples personas desnudas de medio cuerpo para arriba, al objeto de encontrar la influencia del vestido en las anteriores investigaciones ya citadas, y llegaron a la conclusión de que, en razón a la mayor superficie desnuda, la temperatura de la frente descende notoriamente con relación a la de las personas vestidas normalmente, y que a la temperatura de 35° C. del medio ambiente, la de la frente tenía ese mismo valor y la diferencia de impresión, por lo que se refiere a la temperatura externa entre las personas vestidas o semidesnudas, desaparecía.

Liese («Hauttemperaturmessungen am ruhenden und arbeitenden Menschen unter dem Einfluss schwacher Luftströme». Arch. f. Hig., vol. 104, 1930), obtuvo los mismos resultados que Strauss y su compañero, y a Rubner («Handbuch der Hygiene», 3.ª, id., 1907) se debe la conclusión de identidad a que nos hemos referido en el párrafo anterior.

Si las conclusiones señaladas son ciertas, el individuo que se encuentra en un ambiente de 35° C., siendo ésta también la temperatura de los muros que le rodean, la pérdida de calor por radiación, convección y algo de conductibilidad deben de cesar, y tan sólo debe de emitir calor por transpiración, y muy poco por la respiración.

El aire en movimiento tiende a producir un efecto de descenso de temperatura en la piel; éste es el motivo por el cual se puede convertir en sensación de agrado, otra que sea desagradable con el aire en calma.

Heyman, Korff-Petersen y Weis, experimentaron sobre personas vestidas con normalidad, colocadas en un ambiente en que la temperatura se varió de 12° a 27° C., y haciendo que el aire se moviera con velocidades comprendidas entre 0,15 y 5,00 mts. por segundo; las medidas se hicieron durante el invierno.

En los experimentos que se hicieron con aire en calma y que se han dejado relatados, la relación entre las temperaturas que se observaron en las frentes de los pacientes T_f y la del ambiente T_A se puede expresar con bastante aproximación por el valor

$$\frac{T_f}{T_A} = \left(\frac{35}{T_A} \right)^n$$

que nos indica que para $T_A = 35$, la temperatura de la frente es igual a la del ambiente que lo rodea, conclusión que ya hemos dejado asentada. Tomando logaritmos y despejando el valor de n se obtiene la expresión

$$n = \frac{\frac{T_f}{T_A} - \frac{35}{T_A}}{\frac{35}{T_A}} \quad (n \text{ tiene como valor medio aproximado } 0,84)$$

n , es un coeficiente característico para la fijación de la temperatura de la frente y disminuye cuando la velocidad del aire aumenta.

La figura anexa 2 nos proporciona el producto de $n \cdot v$ del coeficiente n por la velocidad del aire en función de esta misma velocidad.

Por la figura se observa que para dos personas se obtiene una misma curva, no obstante haber sido tratados los pacientes con aire en calma y haber revelado distinta temperatura frontal en este caso. Strauss y Schwartz llegaron a los mismos resultados operando sobre cuatro personas, por lo que se llega a deducir que cuerpos de constitución física diferente reaccionan

de manera muy semejante, sumergidos en aire en movimiento.

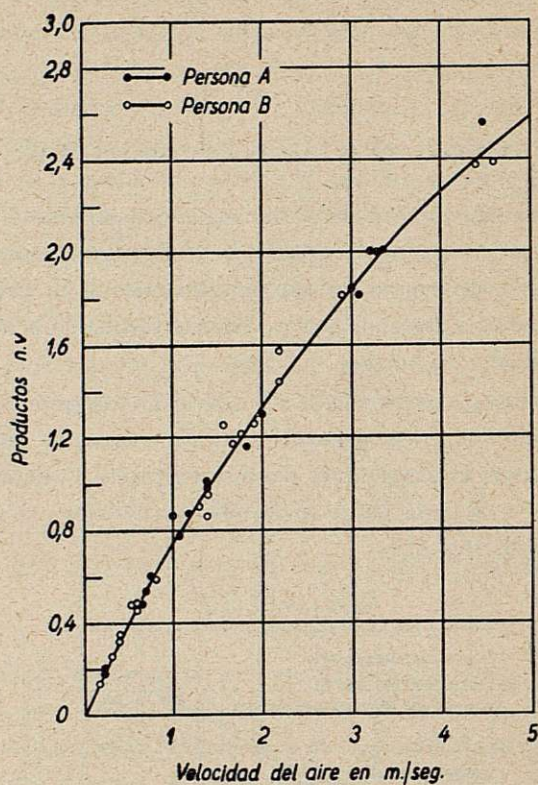


Fig. 2

Con los valores de n deducidos de la figura 2 en función de v , se puede obtener T_f , para un cierto valor de T_A . En la figura 3 quedan gráficamente establecidos los resultados.

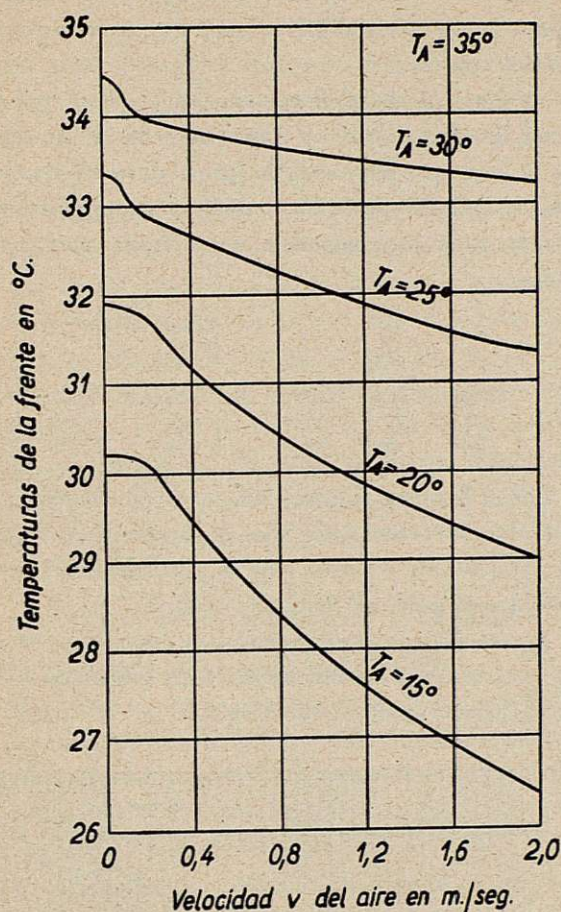
En ella se observa que para pequeñas velocidades del aire (menores de 0,20), la temperatura frontal desciende poco en temperaturas del ambiente bajas $T_A = 15^\circ$, y mucho en temperaturas altas $T_A = 30^\circ$, lo que es atribuible a la convección propia del cuerpo, dependiente de la diferencia entre la temperatura de la piel y la del aire.

Cuando la velocidad del aire v es mayor que 0,2, la temperatura frontal desciende siempre con el incremento de v y, tanto más, cuanto que T_A sea más baja.

Para temperaturas T_A superiores a 30° apenas si ejerce el movimiento del aire efecto sobre la temperatura de la frente, y para $T_A = 35^\circ$ aquél es absolutamente nulo.

Esta conclusión es atentatoria, en cierto modo, a la

sideración del concepto *temperatura efectiva*, distinta de la temperatura seca y húmeda. En efecto; el cuerpo humano presenta su piel caliente y húmeda a la acción del medio exterior. Pierde calor por convección, radiación y evaporación, principalmente, y se concibe fácilmente que ambientes definidos por temperaturas secas y húmedas distintas y aire con distintas velocidades, actuando con intensidad variable sobre las causas de disipación, puedan producir la misma sensación de calor. Estos ambientes tendrían la misma *temperatura efectiva*.



«CONFORT» SEGÚN LOS HIGIENISTAS AMERICANOS

Establecieron dos cámaras con estados psicrométricos distintos definidos por la temperatura seca, temperatura húmeda y velocidad del aire, e hicieron pasar a diversas personas, sin transición, de una a otra cámara. Las atmósferas de estas cámaras eran consideradas como equivalentes, cuando las impresiones que aquéllas denotaban eran idénticas. Las medidas fueron efectuadas en los laboratorios de la A. S. H. V. E. (American Society of Heating and Ventilating Engineers) con la mayor precisión, y los resultados permitieron la traducción gráfica que estampamos en la figura 4.

Fig. 4

El uso del ábaco que presentamos en la figura 4 para determinar la temperatura efectiva, es el siguiente:

Las medidas realizadas en el ambiente nos dan las temperaturas seca T_s y la húmeda T_H ; unimos con una recta dichos valores y ésta cortará en un punto determinado a la curva de velocidad del aire, dato que obtendremos con un anemómetro. La lectura de la escala de temperaturas efectivas nos proporcionará este valor.

Ejemplo: Las medidas nos proporcionan:

$$T_s = 20^\circ \text{C.} \quad T_H = 17,5^\circ \text{C.} \quad v = 1,00 \text{ m/s.}$$

y el ábaco:

$$T_{ef} = 16,8^\circ \text{C.}$$

En este ejemplo se pone de manifiesto que la temperatura efectiva encontrada está fuera de la zona de confort, y que, para colocarse dentro de ella, la velocidad del aire debiera ser nula. En tal caso, la temperatura efectiva T_{ef} sería $18,8^\circ \text{C.}$; dato que coincide con el obtenido por los higienistas alemanes, pero con la diferencia de que los americanos no obtienen una curva de confort y sí una zona, y dentro de esa zona se hallan los $18,8^\circ \text{C.}$ como una de las temperaturas efectivas que proporcionan «confort».

La temperatura efectiva la definen los americanos diciendo «que es la temperatura de un ambiente equivalente que, saturado de humedad y el aire en reposo, produjera la misma sensación de calor que aquella sobre la cual se experimenta».

En efecto; si en el ábaco que presentamos en la figura 4 trazamos una recta horizontal, veremos que corta a las escalas del termómetro seco y húmedo en puntos que indican igual temperatura y que, por tanto, corresponden a ambientes saturados.

Si tomamos como centro de giro el punto en donde corte esta recta horizontal a la curva que representan aire en reposo, y si hacemos girar la recta que primitivamente colocamos horizontal, iremos obteniendo las distintas temperaturas del termómetro seco y húmedo, que nos proporcionan la misma temperatura efectiva representada por el punto de giro, teniendo así determinados ambientes equivalentes al tomado como tipo en las condiciones de saturación y reposo indicados.

A continuación estampamos un cuadro de ambientes equivalentes, tomando como tipo de temperatura efectiva la de agrado determinada por los alemanes, $18,8^\circ \text{C.}$

T_s	T_H	e	Estado del aire	T_{ef}
18.80	18.80	100 %	aire en calma	18.80
20°	17°	72 %	íd.	íd.
21°	15°	50 %	íd.	íd.
22°	13°	26 %	íd.	íd.

T_s = temperatura del t. seco. T_H = temperatura del t. húmedo. e = grado higrométrico. T_{ef} = Temperatura efectiva.

Por él se observa que con aire en calma se puede tener la misma temperatura efectiva de $18,8^\circ \text{C.}$, que, en este caso, coincide con la de agrado, elevando la temperatura del termómetro seco y reduciendo la humedad relativa.

Si el aire se halla en movimiento, el punto que serviría de pivote sería el correspondiente al encuentro de la línea que representa la temperatura efectiva, antes encontrada con la curva de velocidades correspondiente. El cuadro siguiente nos muestra unos resultados:

T_s	T_H	e	Estado del aire	T_{ef}
18.80	18.80	100 %	aire en calma	18.80
21°	21°	100 %	1 m/s.	18.80
23°	16°	44 %	1 m/s.	18.80

Por él llegamos a conocimiento de que la velocidad del aire interviene muy eficazmente en la formación de ambiente equivalente, muy especialmente cuando se modifica el grado de humedad relativa.

A continuación presentamos otro ábaco muy en uso en América para la determinación de temperaturas eficaces, cuando el aire está en calma.

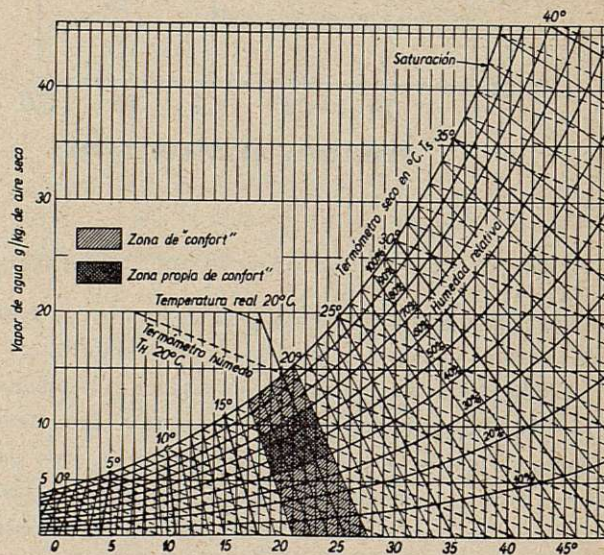


Fig. 5

En puntos aparece señalado la zona de agrado que se extiende entre los 17°C. y los 21° como límites de temperaturas eficaces y 40 y 70 % como límite de humedad relativa.

Tomando la media de las temperaturas eficaces, que

sería la de 19° como la de máximo agrado y 55 % de humedad relativa, también como media de los valores citados, encontramos para medida de la temperatura del termómetro seco 21° C., es decir, 2,2° más elevada que la obtenida por los alemanes, lo que éstos justifican por la diferencia de sensibilidad existente entre pueblos de razas, costumbres, vestimenta y climatología diversa.

En el ábaco de la figura 4 se puede obtener la temperatura del aire que corresponde a la temperatura efectiva de 19° (media de las de la zona de agrado) y 55 % de humedad relativa para una velocidad del aire de 1 m./s., por ejemplo, y ésta resulta ser de 23° C., igual, sensiblemente, a la obtenida por los higienistas alemanes, con lo que parece que los resultados encontrados para determinar la curva de agrado coinciden, salvo el hecho de que éstos fijan una curva y aquéllos una zona estrecha de unos 2° C. de anchura.

EXPERIMENTOS REALIZADOS EN FRANCIA

Hacia el 1930 se hicieron investigaciones en Francia que presentaron la novedad de hacer intervenir la temperatura de muros, techo y suelo, unidas a las variables temperatura seca, temperatura húmeda y velocidad del aire, y llamaron *temperatura resultante* a la que regulaba las sensaciones de calor y de frío.

De esta manera la impresión de calor o de frío dependía:

- 1.° De la temperatura del aire seco.
- 2.° De la temperatura del termómetro húmedo, o bien del grado higrométrico (entre las temperaturas del aire seco, termómetro húmedo y grado higrométrico e existe la siguiente relación):

$$T_H = T_s - (1 - e) (4,5 + 0,35 T_s)$$

- 3.° De la velocidad del aire.

4.° De la temperatura media de las paredes, techo y suelo (se toma el centro del cuerpo como punto de vista).

5.° De la temperatura del suelo, por lo que afecta a la conductibilidad a través del calzado.

Actuando más o menos sobre cada una de estas variables se pueden obtener ambientes térmicamente equivalentes, para los efectos de producir determinada sensación de calor.

La temperatura resultante la definían los experimentadores franceses diciendo «que es la temperatura de un ambiente equivalente, en el cual el aire estuviera saturado y en reposo, y en el que las temperaturas de paredes, techo y suelo, fuesen las mismas que la del aire». Se comprende que en este caso la temperatura resultante es la que nos indica el termómetro seco. En efecto, en la fórmula que hemos mencionado:

$$T_H = T_s - (1 - e) (4,5 + 0,35 T_s) ; e = 1$$

por considerar el ambiente saturado y, por tanto:

$$T_H = T_s$$

Como, por otra parte, suelo, techo y paredes tienen la temperatura igual a T_s , la deducción queda justificada.

En este caso se podía utilizar también el ábaco de la figura 4 para la obtención de ambientes térmicamente equivalentes, pero con una ligera corrección en el caso en que la temperatura de paredes, techo y suelo no fuera la señalada por el termómetro seco.

Esta corrección se obtiene tomando, en lugar de la temperatura seca T_s , señalada por el termómetro seco, la T_s' que se obtiene por igualdad $T_s' = 0,45T_s + 0,55T_M$, siendo T_M la temperatura de los muros envolventes del ambiente.

El cuadro siguiente nos presenta una serie de ambientes térmicamente equivalentes con una temperatura resultante de 17° C.

T_s	T_H	e	Estado del aire	T_M	T_{ae}	Observaciones
17°	17°	100 %	aire en calma	17°	17°	Ambiente tipo
18°	16°	80 %	íd.	18°	17°	En este caso $T_{et} = T_{ae}$
19°	13°	46 %	íd.	19°	17°	Idem íd.
20°	11°	25 %	íd.	20°	17°	Idem íd.
21°	21°	100 %	2 m/s.	21°	17°	Idem íd.
23°	13,5°	28 %	2 m/s.	23°	17°	Idem íd.
18°	10,5°	32 %	aire en calma	22°	17°	Temperatura T_{ae} propiamente dicha
18°	14°	62 %	0,5 m/s.	22°	17°	Idem íd.

Tanto la temperatura efectiva (muros a igual temperatura que la señalada por el termómetro seco), como la temperatura resultante (temperatura de los muros distinta a la señalada por el termómetro seco; en el caso particular en que $T_s = T_m$, como ocurre con las calefacciones continuas, la temperatura resultante es igual a la temperatura efectiva), caracterizan las variaciones térmicas del cuerpo humano con el ambiente, y las investigaciones concienzudas que hicieron los americanos demostraron que las funciones fisiológicas (metabolismo, respiración, desprendimiento de ácido carbónico, circulación) eran sensiblemente las mismas para una misma temperatura efectiva o resultante.

INFLUENCIA DE LAS ESTACIONES, EN LA APRECIACIÓN DEL «CONFORT»

El hombre amolda su vestimenta e incluso su alimentación a la estación en que vive, y se comprende que estos hechos han de modificar grandemente la sensación de agrado. Los experimentos de los higienistas alemanes casi todos se han realizado en invierno; por tanto, cuanto se refiere a sus resultados sólo son aplicables en esta estación.

En verano entran en juego las ventilaciones y los acondicionamientos de aire, y para estos últimos es imprescindible tomar en consideración el grado higrométrico.

Actualmente no se puede señalar el grado higrométrico al cuerpo humano.

Los higienistas alemanes en general son partidarios de un bajo grado higrométrico (25 % aproximadamente), y atribuyen el efecto desagradable del aire seco en las mucosas, a la acción del polvo calcinado y en suspensión en el aire, que debe desaparecer con un filtrado conveniente.

Esta consideración que hace el Profesor Missenard, de l'Ecole Spéciale des Travaux Publics., debe de referirse al invierno, porque, como luego veremos, el reglamento del VDI, por el que se rigen los acondicionamientos de aire en verano, establece grados de humedad relativa que oscilan entre el 60 % y 70 %. Es cierto que estas condiciones son mínimas, y, por lo tanto, tope en humedad relativa y, por otra parte, que este límite se coloca, por razones de índole económica, como luego veremos.

Rietschel, dice que hoy se considera hecho indiscutible que las indisposiciones que se suelen registrar en las salas donde existe gran aglomeración, no son debidas ni a la falta de oxígeno, ni a exceso de ácido carbónico o materia orgánica, sino a fuerte elevación de temperatura y a gran cantidad de humedad.

Por nuestra parte, podemos añadir que conocemos el caso de un frontón de pelota en el que la concurrencia era tan numerosa, la ventilación escasa y las paredes del frontis y laterales y cancha frías, de tal manera, que el ambiente llegaba a saturarse de humedad, y, sobre paredes y cancha, se condensaba el vapor, y chorreaba el agua hasta el punto de que la pelota resbalaba al botar. La estancia en tal espectáculo sólo se podía soportar por un exceso de afición.

Se consiguió corregir parcialmente el defecto aplicando ventilación enérgica, ya que el calor lo suministraba la propia concurrencia.

Los técnicos americanos, experimentando en los laboratorios de la A. S. H. V. E., llegaron a conclusiones poco precisas, como lo demuestra el hecho de que admitieron como conveniente un grado higrométrico comprendido entre 35 % y 65 %. Estos resultados los obtuvieron por un procedimiento operativo subjetivo, pues, como antes se mencionó, se guiaban por la sensación de agrado que denotaban los pacientes, en que las variables climatológicas cambiaban a voluntad.

Los médicos americanos, y también los ingenieros, confirman el resultado empírico señalado, razonando en el sentido de que la humedad escasa en el aire, deseca la mucosa y la piel, poniendo a un organismo en condiciones de una menor resistencia para los efectos de las enfermedades que asientan en las vías respiratorias.

Todos los que nos hemos dedicado al estudio e instalaciones de ventilaciones y acondicionamientos, sabemos el eficaz efecto de los filtros húmedos, y especialmente mojados por líquidos untuosos como el aceite, y esta función, aplicada a la nariz en particular, debe quedar muy reducida con aires muy secos.

Por otra parte, los americanos nos dicen que, si la humedad excede de 85 %, el organismo pierde con más dificultad su calor latente, lo que se traduce en menor metabolismo general.

Para no padecer errores de apreciación debemos advertir que la evaporación del cuerpo humano no crece en razón inversa al grado higrométrico de modo

lineal. En efecto, una variación de 35 % a 65 % no hace disminuir la evaporación nada más que un 15 %.

Los médicos franceses Lesage y Jumon, experimentando con aire muy seco sobre niños situados en vitrinas apropiadas, observaron que éstos tenían sed, desasosiego, la boca se les desecaba y la temperatura se elevaba, que tosían con tos que se asemejaba a la tosferina, y atribuyeron estos fenómenos al aire deshidratado. El asmático también nota perturbaciones al no expectorar por las mucosas, con lo que no eliminan las sustancias tóxicas del artrismo.

Actualmente, los higienistas americanos opinan que el grado higrométrico es más conveniente que se aproxime al 65 % que al 35 %; ello los pone en abierta oposición con el modo de pensar alemán que señala Missenard.

El que esto escribe ha podido observar año tras año el efecto agradabilísimo y beneficioso que produce en invierno una humedad relativa de 65 % para una temperatura de 18° C.; es cierto que las observaciones se han hecho en Vizcaya, región muy húmeda y en la que el organismo ha de estar afectado por dicha humedad. En regiones como la citada, es más beneficioso el recule que el grado higrométrico experimenta por la acción del calor que la propia temperatura modificada.

En lo que todos coinciden es en considerar indeseable una humedad que exceda del 80 %, y, tanto peor, si pasa de 90 %.

Como, además, la transpiración es excelente medio para eliminar toxinas, y esta función se acrecienta con la sequedad del aire, parece que una proporción de humedad relativa de un 50 % debe de amparar las ventajas y eliminar los inconvenientes que hemos mencionado, por lo que es muy conveniente lo tomemos en cuenta.

Temperatura del aire exterior	25,66°	27,66°	32,33°	38,66°
Temperatura del aire interior	21,5°	22°	25°	27°
Humedad relativa del aire	70 %	70 %	60 %	60 %
Temperatura de saturación en el acondicionador	17,5°	18,1°	19,5°	21,4°
Temperatura del agua de enfriamiento	14°	14°	14°	14°

Si en las salas se produjera vapor de agua de manera ostensible, de modo que pudiera afectar al grado de humedad relativa de las mismas, entonces se debe-

La figura que presentamos a continuación:

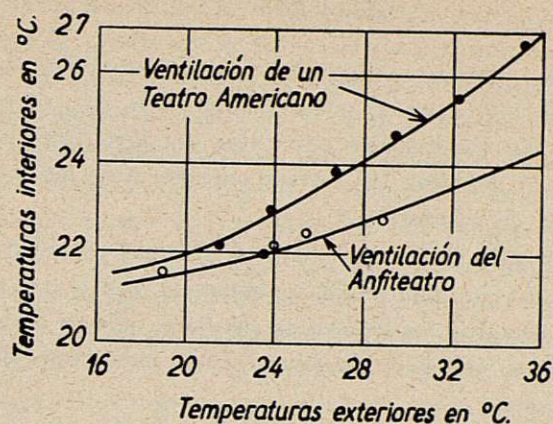


Fig. 6

representa una relación entre las temperaturas exteriores e interiores de una ventilación de un teatro de América y del anfiteatro de pruebas de los alemanes. Las dos curvas se refieren a aire con un grado higrométrico de 50 % a 60 %.

En Alemania actualmente se rigen en las instalaciones de las ventilaciones por el reglamento redactado por VDI. Las condiciones mínimas impuestas a las instalaciones de acondicionamiento de aire son las siguientes:

Temperatura exterior... ..	20°	25°	30°	35°
Temperatura del aire interior	21,5°	22°	25°	27°
Humedad relativa	70 %	70 %	60 %	60 %

Las temperaturas interiores son elegidas de manera que respondiendo a las condiciones de higiene se puedan obtener sin tener que recurrir al empleo de compresores.

Empleando el sistema de acondicionamiento de aire por pulverización, se tendría para cada uno de estos casos las siguientes características de la instalación, suponiendo que el acondicionador trabaje con un rendimiento de 70 %:

rá de tener en cuenta, para comenzar con una temperatura de saturación más baja, en la proporción requerida por la emisión de aquél.

INSTRUMENTOS PARA LA MEDIDA DEL «CONFORT»

De la misma manera que la temperatura del aire, grado higrométrico, presión atmosférica, etc., se miden con instrumentos adecuados, los higienistas han tratado de idear los correspondientes para medir el grado de «confort».

El higienista inglés Leonhard Till, ideó en 1916 el aparato que tituló «Cathatermómetro», con el que experimentaron los higienistas alemanes, quienes perfeccionaron el método de empleo, como indicaremos más adelante.

Los americanos idearon el «Eupatheoscopio», consistente en un calorímetro cilíndrico de 20 centímetros de diámetro por 55 de altura, en el que las condiciones de temperatura superficiales se asemejan, en lo posible, a la del cuerpo humano.

En Francia se construyó el «Termómetro resultante», compuesto por un tablero que contenía un termómetro seco, otro húmedo y un mecanismo que daba la temperatura resultante en función de los datos suministrados por los termómetros seco y húmedo.

«CATHATERMÓMETRO»

Este instrumento tiene todo el aspecto de un termómetro de vidrio, con la característica de tener un depósito grande (4 cms. de largo por 1,5 de diámetro exterior) en proporción con su varilla (unos 20 cms.). La escala de temperaturas no tiene señaladas nada más que sus temperaturas extremas, 38° y 35° C., y por encima y debajo de éstas existen unos ensanchamientos del tubo capilar que substituyen la columna termométrica entre las temperaturas citadas; la substancia termométrica elegida es el alcohol (fig. 7).

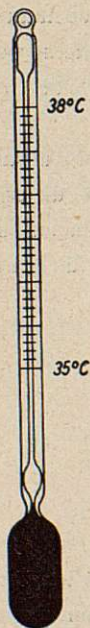


Fig. 7

Para utilizar este aparato se sumerge el depósito del «Cathatermómetro» en un baño-maría hasta que el alcohol, ascendiendo en la varilla, llene el ensanchamiento superior; después se seca cuidadosamente la parte sumergida en el baño-maría y se anota el tiempo que invierte en descender la columna termométrica desde la raya de la división 38° a la 35°, únicas

grabadas en la varilla. La cantidad de calor que emite el depósito (se desprecia, por insignificante, la emitida por el resto del aparato) es constante en todo momento y se encuentra, de una vez para siempre, reduciéndola al cm² de superficie exterior del depósito y se graba en la varilla del «Cathatermómetro». Esta cantidad de calor tiene por expresión:

$$Q = \alpha \theta Z \frac{\text{mg. cal.}}{\text{cm}^2}$$

α = un coeficiente de transmisión del vidrio al aire en mg. cal./cm²/s/°C., que, según Hill, es igual a 0,27, en tanto que Riestchel asegura que siendo función de θ , ha encontrado para valor del mismo 0,22. $\theta^{0,06}$. Estos valores se refieren al aire en calma; para el aire en movimiento:

$$\alpha = 0,205 + 0,385 \sqrt{v} \quad \text{para } v \geq 1$$

$$\alpha = 0,105 + 0,485 \sqrt{v} \quad \text{para } v \leq 1$$

$$\theta = 36,5 - T_s \left(\text{diferencia entre la media } \frac{38 + 35}{2} \text{ y} \right.$$

la temperatura del ambiente).

Z = tiempo en seg.

Es usual manejar el valor $A = \frac{Q}{Z} = \alpha (36,5 - T_s)$, al

que se lo denomina «valor de enfriamiento» o «intensidad de enfriamiento del aire».

El valor de A así determinado y denominado, se subdenomina, a su vez, en cathacoeficiente en seco, por la forma en que se ha obtenido; pudiéramos también decir «valor de enfriamiento en seco», o «intensidad de enfriamiento en seco». Si al depósito del «Cathatermómetro» se lo cubre con una muselina mojada (el agua a la temperatura del ambiente), entonces el valor de A₁, que viene a ser aproximadamente 3 veces el valor de A, se le llama «cathacoeficiente» en húmedo. En tanto que A no depende nada más que de la temperatura y velocidad del aire, el de A₁ depende, además, del grado de humedad relativa; por eso, el empleo del instrumento en húmedo se recomienda para los experimentos de locales en que el grado higrométrico es elevado, a causa de la propia transpiración y respiración de los ocupantes.

Aunque, en realidad, el «Cathatermómetro» no es un instrumento capaz de medir la disipación del calor del cuerpo humano, se pueden relacionar los valores en-

contrados para A o A₁ con el grado de «confort» correspondiente y de un modo indirecto llegar a obtener cifras, que aclaren o resuelvan el problema higiénico.

En la figura 8 que transcribimos aparecen dibujadas las curvas de igual valor de A en lleno (desde 4 a 10), y las isoterms de temperatura frontal (desde 30° C. a 33° C.) en puntos; como abscisas y ordenadas se han tomado la velocidad del aire y la temperatura del mismo.

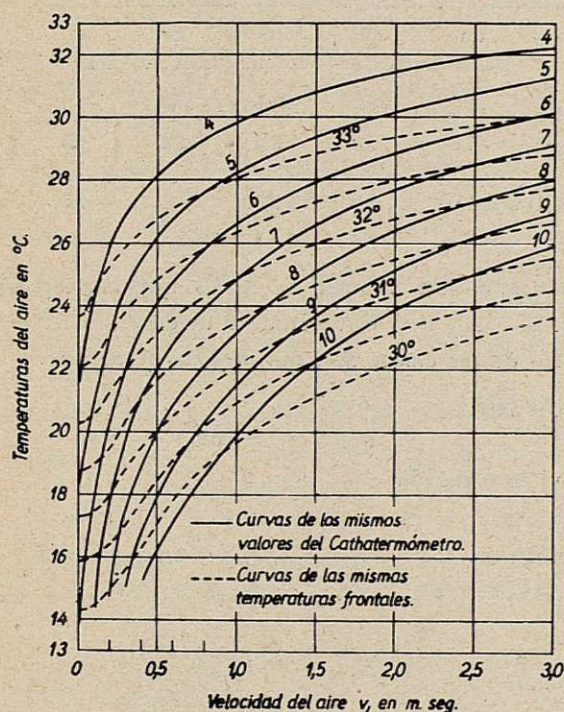


Fig. 8

La obtención de las curvas de lleno se han realizado utilizando la expresión $A = \alpha (36,5 - T_s)$, haciendo variar T_s desde 14° hasta 32° C., y calculando el valor de α por

$$\alpha = 0,205 + 0,385 \sqrt{v} \quad \text{para } v \leq 1$$

$$\alpha = 0,105 + 0,485 \sqrt{v} \quad \text{para } v \geq 1$$

haciendo variar v desde cero a tres m/s. Las curvas de puntos fueron obtenidas experimentalmente por Rietschel.

Las dos series de curvas obtenidas (la de los valores de A y las isoterms frontales) tienen la misma marcha ascendente, pero, se observa que las pequeñas velocidades del aire influyen más en el «Cathatermómetro» que en la frente.

Los higienistas relacionando los valores objetivos que nos proporciona el «Cathatermómetro» con los subjetivos de agrado encontrados por los alemanes, estiman que la zona de agrado corresponde a los valores A, comprendidos entre 4 y 6, para el aire en calma, o a muy pequeña velocidad, con la condición de que operemos entre 15,9° C. y 22° C. temperatura ambiente, lo que supone una variación para la temperatura frontal de 30,5° C. a 32,5° C., que son los límites encontrados anteriormente por los higienistas alemanes para la temperatura de la piel, que no denotan sensación de frío o de calor, pues, de lo contrario, el gráfico nos indica que para temperaturas más bajas y pequeñas velocidades en el aire, el «Cathatermómetro» sufre mayor influencia que la frente.

El valor medio de $A = 5$ y la medida frontal 31,5° C. coinciden en la temperatura exterior 18,8° C., cifras estas dos últimas encontradas por los higienistas alemanes, como indicadoras de máximo agrado.

Por lo que se refiere a la determinación de los valores de A con aire en movimiento, en relación con la sensación de agrado del cuerpo humano, los higienistas alemanes Heymann y Korff-Petersen encontraron que para $A < 5$ el cuerpo humano encontraba sensación de pronunciado calor, y, para $A > 9,5$, de mucho frío. En cuanto a las temperaturas frontales en una de las dos personas en que actuaron hallaron que, las temperaturas extremas de la zona de agrado correspondían a 30° C. y 33,5° C., y en la otra 30,3° C. y 32,2° C., que nos dan una media de 30,15° y 32,85° C. y, admitiendo que el máximo agrado corresponde a la medida de las temperaturas extremas, ésta es de 31,5° C., es decir, la misma que encontraron para el aire en calma.

Rietschel encuentra anómalo este resultado, ya que, tomando por ejemplo $A = 9,5$ y moviendo el aire con velocidad de 0,31 m/s. y aplicando la fórmula

$$A = 9,5 = \alpha (36,5 - T_s),$$

siendo en este caso

$$\alpha = 0,205 + 0,385 \sqrt{0,31} = 0,419$$

encontraremos para

$$T_s = \frac{36,5 - 9,5}{0,419} = 13,8^\circ \text{C}$$

para temperatura exterior, baja para los efectos del agrado.

Esta hipótesis de Rietschel está justificada, porque siendo el valor de $A = (36,5 - T_s) (0,205 + 0,385 \sqrt{v})$ para $v \leq 1$, el mismo valor de A se puede tener modificando v y T_s arbitrariamente, como él lo ha realizado en el ejemplo anterior.

Por esta razón, si queremos permanecer bajo la impresión de agrado que indica la temperatura frontal

de 31,5° C. que es la óptima, deberemos de ir incrementando la temperatura a medida que crece la velocidad del aire, en la relación que indica el cuadro que representa la fig. 8, que presentamos anteriormente y encontraremos para valores A los que estamos a continuación:

Velocidades del aire en m/s.										
	aire en calma	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	2,0	3,0
T_s	18,8	19,0	19,5	21,0	22,0	22,9	23,5	24,0	25,5	26,7
A	5,0	5,7	6,4	7,0	7,3	7,6	7,8	8,0	8,8	9,3
$B = \frac{T_s}{A}$	3,76	3,33	3,05	3,00	3,01	3,02	3,02	3,00	2,90	2,87

En la última línea de este cuadro aparece la nueva dimensión $\frac{T_s}{A} = B$, que se observará varía muy poco en relación con lo que varía la velocidad, temperatura del ambiente y el valor de A .

Rietschel estima que el empleo de esta dimensión es más racional que el empleo del valor A , y Heymann y Korff-Petersen aseguran que la zona de agrado se extiende entre los valores definidos por $B = 2$ y $B = 5$.

Observaciones realizadas en verano y en invierno indicaron que de invierno a verano los valores de B , límites de la zona de agrado se desplazaban a 2 a 2,5 y de 5 a 6.

Si utilizamos las fórmulas ya mencionadas:

$A = \alpha (36,5 - T_s)$ siendo $\alpha = 0,205 + 0,385 \sqrt{v}$ para $v \leq 1$

y $\alpha = 0,105 + 0,485 \sqrt{v}$ para $v > 1$; y la $B = \frac{T_s}{A}$

encontrando los valores de A T_s que corresponden para $B = 2$ y $B = 5$, variando v desde 0,1 a 1,2 m/s., dentro de los cuales se halla la zona de agrado.

Ejemplo:

$$B = 2 \quad v = 0,4$$

De la ecuación

$$A = \alpha (36,5 - T_s)$$

deducimos

$$\frac{T_s}{A} = \frac{36,5}{A} - \frac{1}{\alpha}$$

y como

$$\alpha = 0,205 + 0,385 \sqrt{0,4} \quad \alpha = 0,448,$$

luego

$$B = 2 = \frac{T_s}{A} = \frac{36,5}{A} - \frac{1}{0,448} \quad A = 8,7 \text{ aproximadamente}$$

$$\text{y } T_s = 17,40^\circ \text{ C.}$$

Con estos valores componemos el siguiente cuadro:

		Velocidad del aire						
		0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,00	1,20
Límite superior de agrado ...	Temperatura del aire T_s ...	22,60	23,75	25,30	26,20	26,90	27,40	27,80
	Valor A ...	4,5	4,8	5,1	5,3	5,4	5,5	5,6
	Valor B ...	5	5	5	5	5	5	5
	Temperatura frontal T_f ...	32,50	32,60	32,75	32,80	32,80	32,80	32,80
Límite inferior de agrado ...	Temperatura del aire T_s ...	14,40	15,60	17,40	18,40	19,20	19,90	20,50
	Valor A ...	7,20	7,8	8,7	9,2	9,6	10,00	10,30
	Valor B ...	2	2	2	2	2	2	2
	Temperatura frontal T_f ...	30,20	30,25	30,30	30,20	30,15	30,10	30,10

Las temperaturas frontales se han determinado con los datos que han servido para dibujar el gráfico de la fig. 8.

La zona de agrado máximo la obtendremos hallando las medias de los valores, y así tenemos:

		Velocidad del aire						
		0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,00	1,20
Zona máxima de agrado...	Temperatura de aire media...	18,5	19,67	21,35	22,30	23,05	23,65	24,15
	Valor A.	5,8	6,34	6,78	7,14	7,38	7,58	7,58
	Valor B.	3,15	3,10	3,14	3,12	3,12	3,12	3,18

Temperaturas que son sensiblemente las encontradas por Rietschel para la temperatura frontal 31,5° C., como máximo agrado.

De toda cuanto queda expuesto se deduce, que, si en el manejo del «Cathatermómetro», empleamos el coeficiente B en lugar del A, desaparecen las irregularidades que se observaron, sobre todo, para pequeñas velocidades del aire, y podemos encontrar en él un podemoso auxiliar del técnico especialista en calefacciones y ventilaciones.

Otro empleo muy útil del «Cathatermómetro» es la determinación de la velocidad del aire, en los casos en los que el anemómetro no puede darnos indicaciones por no tener la impulsación del aire componente horizontal suficiente para ponerlo en movimiento; hecho que ocurre en las pequeñas velocidades de aquél.

En efecto; experimentadamente determinamos el tiempo Z y Ts temperatura del aire (termómetro seco), y, por la fórmula

$$A = \frac{Q}{Z} = a(36,5 - T_s)$$

determinamos el valor de a con el cuál, y usando la expresión

$$a = 0,205 + 0,385\sqrt{v} \text{ para } v \leq 1$$

encontraremos v por pequeño que sea.

Cuando el aire está en calma, los valores límites de B que deben adoptarse, son:

Límite superior de agrado B = 5,5
Límite inferior de agrado B = 2,65

Para estos dos casos se tiene:

Límite superior...	Temperatura del aire...	22,0
	Valor del coeficiente A ...	4,0
	Ídem de B ...	5,5
	Temperatura frontal ...	32,5

Límite inferior...	Temperatura del aire...	15,90
	Valor del coeficiente A ...	6,00
	Ídem de B ...	2,65
	Temperatura frontal ...	30,5

Tomando la media para determinar la curva de agrado máximo, encontramos:

«Confort» máximo.	Temperatura del aire...	18,8
	Valor de A ...	5,0
	Valor de B ...	3,75
	Temperatura frontal ...	30,5

Rietschel calcula el límite inferior de agrado con aire en movimiento tomando para valores de B en velocidades pequeñas algo superiores a 2 para v = 0,1, B = 2,4 y para v = 0,2 B = 2,15). Para velocidades mayores emplea B = 2.

CRÍTICA DE LOS MÉTODOS DE DETERMINACIÓN DEL «CONFORT»

DEL MÉTODO ALEMÁN

Como hemos dicho, se caracteriza porque se toma como fundamento de la determinación del grado de «confort» de un local, la temperatura de la frente en relación con la temperatura seca del aire del ambiente con aire en calma o con una cierta velocidad de las usuales.

Resalta inmediatamente el hecho de que para nada se tenga en cuenta la humedad relativa del aire, y, como sería absurdo suponer que los higienistas alemanes no conceden importancia a este dato, alguna razón existirá, cuando en sus determinaciones para nada lo mencionan.

Lo mismo ocurre con las temperaturas de las paredes que envuelven el local de experimentos, que para nada las citan, siendo así que también influyen poderosamente en la impresión de calor o frío que siente el cuerpo humano.

Comencemos por indicar que todos los experimentos que hemos citado como realizadas por higienistas alemanes tuvieron lugar en invierno.

Copiamos la siguiente tabla que nos pone de manifiesto las temperaturas, mínima, media y absoluta de distintas capitales de Alemania:

Población	Invierno — Temperatura mínima		Temperatura mínima para el cálculo de las calefacciones según los Reglamentos
	Media	Absoluta	
Königsberg	— 19,4	— 30,1	— 25,0
Breslau	— 16,9	— 22,6	— 15,0
Munich	— 16,1	— 25,40	— 15,0
Chemnitz	— 16,9	— 28,30	— 15,0
Nuremberg	— 17,4	— 27,8	— 15,0
Leipzig	— 15,20	— 26,00	— 15,0
Berlin	— 13,60	— 23,10	— 15,0
Kassel	— 14,9	— 26,6	— 15,0
Frankfurt	— 12,8	— 20,0	— 15,0
Stuttgart	— 13,6	— 25,00	— 15,0
Colonia	— 10,0	— 19,00	— 10,0
Hamburgo	— 11,50	— 18,40	— 10,0

Resulta escalofriante la sola ojeada de estos números. Hemos indicado que la temperatura de máximo agrado encontrada por los higienistas alemanes era la de 18,8° C. Quiere decir, que las calefacciones deberán ser capaces de elevar la temperatura interior de los locales habitados según los reglamentos, a 18,8°, siendo la exterior para unas poblaciones, 25° C., y para otras, 15° C. y 10° C.

Para ponernos en el caso más desfavorable de nuestra argumentación, vamos a tomar el grado relativo máximo de humedad, con la máxima temperatura de las señaladas, y encontramos, tomando para densidad del vapor con relación al aire 0,622, el peso en Kgs. de vapor que contiene el Kg. de aire seco para el aire saturado de humedad a — 10° C.

$$0,001596 = \frac{1,293}{1,324} \cdot 0,622 \cdot \frac{1,95}{760} \cdot \frac{273}{263}$$

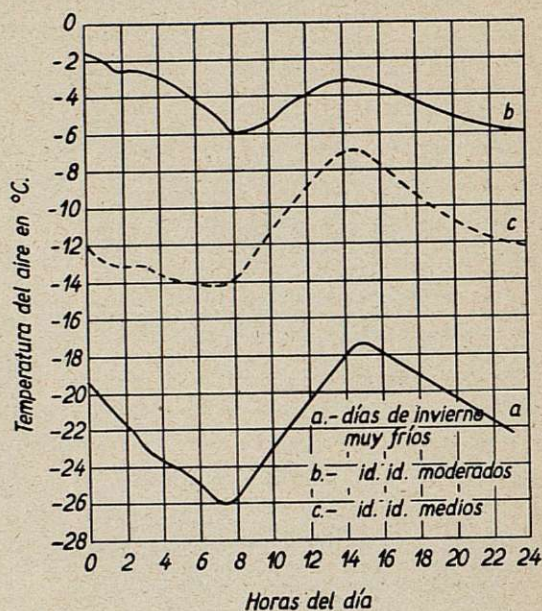
Como la temperatura interior la hemos de elevar a 18,8° C. el grado higrométrico que a — 10° hemos admitido sea 100 % recula y a 18,80° C. será

$$e = 0,001596 \cdot \frac{1,210}{1,293} \cdot \frac{1}{0,622} \cdot \frac{760}{F = 16,28} \cdot \frac{291,80}{273} = 0,119$$

es decir, que sólo tendremos un 12 % de humedad relativa, y, por tanto, casi la sequedad absoluta. Este ambiente, para que sea higiénico, lo deberemos de

humedecer y, como esto lo podemos hacer a voluntad, desaparece la variable del grado higrométrico.

Observaciones realizadas en Potsdam en febrero de 1929 dieron para la temperatura el resultado que aparece en el gráfico que exponemos a continuación:



Variaciones de la temperatura del aire en Potsdam, durante el mes de Febrero de 1929

Fig. 9

En el mismo se aprecia que la temperatura mínima llegó a — 26° en el día más frío, a — 6° en un día atemperado y, que la media mínima mensual fué de — 14°; todas estas mínimas se registraban al amanecer. La temperatura media de las medias de febrero fué de — 4° aproximadamente.

Operando con esta media de medias y poniéndonos en el caso más desfavorable, o sea, el de saturación (lo que nunca ocurre con los grandes fríos) que corresponde a unos 3 gramos de vapor de agua por kilogramo de aire seco, al calentar este aire a 18,8°, temperatura de agrado, regularía el grado higrométrico hasta ponerse en 22 % de humedad relativa.

Para completar más esta consideración presentamos a continuación una tabla en la que figuran las temperaturas medias del día observadas durante muchos años en Potsdam durante los meses de octubre a abril y suponiendo que el ambiente estuviera en el exterior a 80 % de humedad relativa el grado de humedad teórico que tendría en el interior al ponerse ésta a

18,80° C. Decimos grado de humedad teórico porque, dentro de las salas siempre hay alguna causa de emisión de vapor de agua, sea por la propia respiración de los ocupantes o por evaporación de líquidos, paredes, maderas, etc.

MESES	Temperatura media del día	Grado de humedad del aire exterior	Gramos de agua que contiene el kg. de aire seco	Temperatura interior de la sala	Grado higrométrico en la sala
Octubre...	8,4	80 %	7,00	18,80°	51 %
Noviembre...	3,3	"	4,80	"	37 %
Diciembre...	0,2	"	4,00	"	30 %
Enero...	-1,1	"	3,60	"	27 %
Febrero...	0,1	"	3,95	"	29 %
Marzo...	2,9	"	4,60	"	35 %
Abril...	7,3	"	6,30	"	46 %

Todavía, para reforzar más nuestra tesis, vamos a exponer en el siguiente cuadro la humedad media mensual observada en Liese durante los meses de octubre a Abril, y que demuestran que la hipótesis del grado de humedad relativo supuesta en el anterior cuadro era muy prudente.

MESES	Media mensual aire exterior		Aire interior		
	Temperatura	Humedad relativa	Temperatura	Humedad relativa calculada	Humedad relativa observada
Octubre...	9,4	72 %	19,60	37 %	45 %
Noviembre...	4,5	70 %	19,20	27 %	37 %
Diciembre...	1,0	71 %	18,60	22 %	32 %
Enero...	-3,0	69 %	18,50	16 %	27 %
Febrero...	-0,1	68 %	19,50	18 %	30 %
Marzo...	5,8	68 %	20,30	26 %	31 %
Abril...	7,8	64 %	19,60	30 %	34 %

El reglamento de VDI establece un grado de humedad relativa de 30 %, como mínimo, en invierno, y 70 %, como máximo, en verano. Esta última cifra la admite para poder instalar acondicionamiento de aire a base de pulverización de agua de red urbana o pozo y no tener que emplear compresores, solución siempre cara. Es decir, que la cifra tope de verano se establece armonizando la conveniencia higiénica con la económica, por lo que la cifra adoptada no es inmaculada. En ambos casos se presiente la preocupación del higienista por uno solo de los topes, aquél que estime hallarse en peligro de superarlo, sin reparar en el otro que sabe no corre peligro en alcanzarlo en ninguno de los casos.

Después de todo cuanto hemos expuesto se justifica por sí mismo; el hecho de que los higienistas alema-

nes no se hayan preocupado de hacer intervenir el grado de humedad relativo, porque de un modo que pudiéramos llamar natural, empleando una palabra un poco convencional, está siempre sobre el límite inferior de 30 % que ellos imponen y dentro de valores que estiman absolutamente higiénicos.

En cuanto a lo que respecta a la influencia de la temperatura de los muros en el grado de «confort», se comprende que los alemanes no la tengan en cuenta, por cuanto que las instalaciones que funcionan sin solución de continuidad durante todo el invierno, la temperatura de los muros, una vez vencida la inercia calorífica en los dos o tres primeros días de caldeo, es sensiblemente la del aire. Precisamente, esta continuidad de funcionamiento, que también la tienen las instalaciones americanas, permitió a los técnicos americanos utilizar el nuevo concepto de *grados-días* que se expresa por el producto $t_i - t_{cm}$ Z, en el que t_i representa la temperatura interior (sensiblemente constante), t_{cm} la temperatura exterior media de la temporada que dura la calefacción, y Z, número de días de calefacción, e introducida en Alemania por E. Schulz, el año 1927. Como digresión a nuestra argumentación, interesante, diremos que el calor total consumido en una instalación de calefacción durante toda la campaña invernal será $Q = q(t_i - t_{cm}) Z$, siendo q la pérdida en calorías por grado y día que tenga el edificio, lo que es fácilmente calculable para un técnico de calefacción. Este valor de Q nos permite encontrar el consumo de carbón en toda la temporada invernal con sólo saber la potencia calorífica del combustible y el rendimiento de la instalación.

Antes de terminar este punto diremos que los *grados-días* se clasifican en meteorológicos y *climáticos*. Los primeros, son los obtenidos con observaciones reales y los segundos, por las medidas obtenidas en observaciones anteriores (como se deduce de la definición de clima); es decir, que el *grado-día* meteorológico nos daría el *consumo real* de carbón y el *climático* nos permitiría *prever* un consumo probable.

DEL MÉTODO AMERICANO

El método americano hace intervenir en los procedimientos de determinación de zona de agrado no sólo la temperatura del termómetro seca de la sala y la

velocidad del aire, sino que, a la vez, observa la temperatura del termómetro húmedo; es decir, el grado de humedad relativa. Lo mismo que los alemanes no tienen en cuenta la temperatura de los muros.

Si se observa la situación de Estados Unidos en un mapa universal se verá que se hallan situados entre los paralelos 30° y 45°, en tanto que Alemania se halla enclavada entre los paralelos 45° y 50°.

Se comprenderá, por otra parte, que dada la extensión de América entre meridianos, forzosamente han de existir zonas de condiciones climatológicas las más diversas, y, en general, de temperatura más templada que las correspondientes a las zonas alemanas.

Nada, pues, de extrañar tiene el hecho de que hagan intervenir el grado de humedad en las apreciaciones del grado de «confort» y aún se explica que, al aumentar las variables del problema, de manera que entran en juego las temperaturas efectivas, establezcan una zona de agrado en lugar de una línea, como establecen los higienistas alemanes.

Por otra parte, si funcionan las calefacciones sin solución de continuidad, no tienen por qué hacer intervenir la temperatura de los muros, techos y suelos, que, en general, están a la misma temperatura que el aire ambiente o con pequeña diferencia con respecto a éste.

DEL MÉTODO FRANCÉS

El método seguido en Francia para determinar la zona de agrado de un ambiente hace intervenir, además de las temperaturas de los termómetros secos y húmedos y velocidad del aire, las temperaturas de los muros, techos y suelos en razón a que no todas las instalaciones funcionan de modo continuo, y que durante la noche desciende la temperatura de aquéllas y, por radiación, afectan al ocupante en forma que no prevé el termómetro seco.

Múltiples veces hemos observado, cuando el suelo de una habitación está a baja temperatura, que se siente impresión desagradable no obstante marcar el termómetro 18° C. o más. Otras veces hemos sentido

impresión a la inversa; grandes locales fríos, en los que se han instalado serpentines para calentar los pies del espectador (ciertos frontones) y éste sentirse *relativamente* reconfortado no obstante el frío del local.

Si los muros, techo y suelo de un local están muy fríos, es posible y aún ocurre en ciertas condiciones, que se inyecte aire caliente en gran proporción en aquél, y, no obstante, marcar el termómetro una excelente temperatura, el ocupante siente frío, por el *frío radiado* por aquéllos.

El fenómeno contrario también se observa, y aún se aprovecha en las estufas eléctricas, que reflejan el calor radiado concentrándolo hacia el ocupante, el cual siente las caricias de aquél, no obstante señalar un termómetro que esté en sus proximidades baja temperatura.

Se comprende, por tanto, que en Francia se debe hacer intervenir la acción de los muros, techos y suelos en el problema térmico que conduce a la determinación del grado de «confort».

En España, lugar en el que casi todas las instalaciones funcionan de manera intermitente, la intervención de la acción de muros, techos y suelo en el problema térmico es de tal importancia, que podemos decir que en la mayoría de los casos lo hacen indeterminado.

La solución ideal del calentamiento de un local sería tener *permanentemente* los muros, techos y suelos a una temperatura dentro de las que abarca la zona de agrado, pues el ambiente participaría de aquélla y se pondría sensiblemente a la misma temperatura.

Si el calentamiento de muros, techos y suelos no fuera permanente, *no tiene eficacia* por sí sólo, por la inercia calorífica que tiene que vencer.

Por eso la técnica que ofrece soluciones basadas en ciertas condiciones (en nuestro caso técnica aplicada a las instalaciones de calefacción, ventilación y acondicionamiento, y las condiciones climatológicas diversas) no pueden aplicarse trasladándolas en pura copia de unos a otros países, sino que deben crearse laboratorios que, estudiando los problemas que se nos planteen, deduzcan reglamentaciones de carácter completamente nacional.

Terminada la lectura de los resúmenes de los trabajos núms. 32, 127, 207 y 269 anteriores, y no habiendo otros asuntos del orden del día que tratar, se levantó la sesión a la una y media de la tarde.

SECCIÓN 2.ª

14010040

II CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA

(28 de mayo a 3 de junio de 1950)

ACTA DE LA SESIÓN CELEBRADA EL DÍA 29 DE MAYO DE 1950

Se constituye la Mesa a las cuatro de la tarde del día mencionado, bajo la Presidencia del Ilmo. Sr. D. Manuel Velasco de Pando, Ingeniero Industrial; Vicepresidente, Ilmo. Sr. D. Amalio Hidalgo Fernández-Cano, Ingeniero de Caminos, y Secretario, D. Fernando del Moral, Ingeniero Industrial.

Encontrándose presente en la Sección el eminente ingeniero cubano Profesor Villa, la Presidencia ruega al mismo les honre tomando asiento en la Mesa, en atención a su personalidad y a la elevada representación que ostenta de la Ingeniería cubana. El Sr. Villa acepta emocionado la atención que con tal honor se le dispensa y pasa a ocupar su puesto en la Mesa.

A continuación se da lectura por su autor al trabajo:

N.º 126. - Estudio general de las franjas para aterrizaje y despegue de aviones

Autor: D. PEDRO FERNÁNDEZ BUJARRABAL

Ingeniero Aeronáutico

SERVICIO QUE HA DE PRESTAR UNA PISTA EN UN AEROPUERTO

Entre otras instalaciones, los aeropuertos han de poseer franjas de aterrizaje o pistas que faciliten las maniobras de aterrizaje y despegue de los aviones. Como los esfuerzos y condiciones de maniobra son esencialmente distintos en el despegue y aterrizaje de un avión, deben ser consideradas por separado ambas maniobras.

Es de destacar que las dos operaciones de aterri-

je y despegue de un avión constan de una parte que realiza el aparato en contacto directo con el terreno y de otra que le permite pasar de su posición normal en el aire a la de contacto con el suelo, o viceversa. En este sentido amplio una pista está formada por una franja de suelo y unos sectores de entrada y salida a la misma.

Despegue.—En la maniobra de despegue, un avión ha de rodar desde su punto de aparcamiento en el aeropuerto hasta su punto de partida. En éste, el avión efectúa su prueba de motores, a continuación empieza

el rodaje hasta adquirir la velocidad necesaria para sustentarse en el aire, y, en este momento, dejan de apoyarse las ruedas en el suelo y el avión ha de normalizar su velocidad en el aire para pasar a las condiciones de vuelo normales y efectúa el repliegado del tren y la ocultación de los hipersustentadores, etc.

Toma de tierra.—La maniobra de aterrizaje consta de una primera parte en la que el avión efectúa su planeo; en éste, el piloto ha de mantener el avión dentro de ciertos límites de velocidad, tanto absoluta con respecto al aire, como de descenso con relación a tierra. Sería muy conveniente el reglamentar o buscar un procedimiento para que las variaciones de velocidad absoluta y de descenso sean las menores posibles en el avión, ya que, de este modo, se conseguiría reducir grandemente la zona en que los aviones han de colocar las ruedas en la pista, lo que limitaría la parte de ésta que ha de sufrir el esfuerzo del impacto, y este mismo esfuerzo en sí, todo lo cual permitiría obtener economía en la construcción de los firmes. El planeo termina con el contacto de las ruedas del avión con el suelo; después de este contacto se produce un rodaje del aparato por el suelo perdiendo velocidad, si es preciso con el accionamiento de los frenos, hasta que esta velocidad es la conveniente para la maniobra por tierra del avión, el cual abandona la pista y la deja libre para otros aviones. Finalmente, se encamina hasta el punto de aparcamiento en el aeropuerto para las operaciones de carga y de descarga, tanto de pasajeros y mercancías como de combustible, y para efectuar la revisión necesaria.

ESTUDIO DE LAS SUPERFICIES DE CONTACTO DEL AVIÓN CON EL SUELO

Se han efectuado en las obras del Aeropuerto Transoceánico de Barcelona algunas mediciones de estas superficies de contacto y se ha llegado a la conclusión de que son sensiblemente elípticas; se ha efectuado también la medición de las mencionadas elipses y se ha visto que, aproximadamente, están los ejes de las mismas en una proporción de 1 a 2, y, efectuada la comprobación correspondiente, se ha visto que tomando para eje menor de la elipse el ancho total de la rueda y como eje mayor el doble de este ancho, la carga correspondiente a la presión de inflado nominal de las ruedas viene a coincidir aproximadamente

con la máxima admitida para el tipo de neumático considerado. En la literatura técnica relativa a este punto se considera siempre para el cálculo que esta superficie de contacto es rectangular, pero ello lleva consigo un alejamiento de la realidad, sin que se obtenga la ventaja de gran simplificación en los cálculos.

La mayor parte de los neumáticos de avión carecen de dibujo o éste es muy pequeño, por lo que se puede admitir que la presión se reparte por igual en toda la superficie comprendida dentro de la huella, si bien se tiene en cuenta un coeficiente de aumento de la presión sobre el suelo con respecto a la del neumático de 1,1 para considerar el efecto del dibujo en la cubierta.

ESFUERZO QUE HA DE SOPORTAR EL SUELO POR LAS MANIOBRAS DE LOS AVIONES

Toma de tierra. Fuerza viva vertical.—Consideraremos, en primer lugar, el caso de la toma de tierra. Al poner el avión las ruedas en el suelo se produce un choque del tren de aterrizaje sobre él y se transmite elásticamente la fuerza viva descendente de todo el avión sobre el firme.

La absorción de la fuerza viva vertical del avión no se produce en un espacio de tiempo infinitamente pequeño, sino en un período finito, aunque muy breve. En primer lugar prescindiremos de los esfuerzos tangenciales que pueden presentarse en las tomas de tierra anormales.

Al producirse el contacto del neumático con el suelo ambos se deforman, en virtud de las fuerzas que actúan sobre ellos; poco después, cuando la presión alcanza un valor aproximadamente igual a la cuarta parte del peso del avión, empiezan a actuar los amortiguadores de la pata del tren y se suma la flecha de estos amortiguadores al aplastamiento de los neumáticos para dar el recorrido total descendente del avión. Despreciamos en las consideraciones que siguen la flecha del suelo por ser muy pequeña en comparación con las otras deformaciones, sobre todo si está el suelo constituido por superficie pavimentada.

La deformación del neumático es proporcional a la carga que soporta hasta alcanzar el valor de 0,2 el ancho del neumático, a la que corresponde la carga nominal del mismo; cuando la carga aumenta, su re-

lación con la deformación es de tipo hiperbólico; para tres veces esta carga nominal se obtiene el aplastamiento máximo permitido que es cuatro veces el anterior.

La ecuación inicial que da la carga del neumático es función de su deformación es:

$$Cn = \frac{Cn_1}{0.2a} \times h$$

Cn es la carga del neumático.

Cn_1 , la carga nominal del mismo.

a , el ancho del neumático.

h , su aplastamiento.

Esta ecuación es válida para valores de h comprendidos entre 0 y $0.2a$. Para valores superiores la ecuación será:

$$Cn = \frac{1.6 a Cn_1}{3(a-h)} + \frac{Cn_1}{3}$$

La curva de carga de los amortiguadores es de tipo hiperbólico; su deformación no comienza, aproximadamente, hasta que esta carga es la cuarta parte de la nominal, ya que el amortiguador, por su presión interior inicial, contrarresta las cargas inferiores sin deformarse. La carrera para la carga nominal de un amortiguador es, aproximadamente, de unos 10 cms., y su carrera máxima de unos 30 cms., correspondiendo ésta a una carga infinitamente grande.

La ecuación que relaciona la carga del amortiguador Ca con la carrera de su émbolo «S» es, aproximadamente:

$$Ca = \frac{40 Ca_1}{30 - S} - Ca_1$$

o bien

$$S = \frac{30 Ca - 10 Ca_1}{Ca + Ca_1}$$

siendo:

Ca_1 la carga nominal del amortiguador en Kgs.

S la carrera del émbolo medida en cms.

En el momento en que la rueda del avión toma contacto con el suelo, aquélla transmite una reacción igual a la fuerza de aplastamiento del neumático, la cual hace disminuir la fuerza viva de descenso del avión. El camino de descenso del avión es igual al aplastamiento del neumático hasta que la carga sobre la rueda es igual a:

$$\frac{Ca_1}{4}$$

a partir de este instante el émbolo del amortiguador empieza a desplazarse; el camino vertical recorrido por el avión en su descenso es la suma del aplastamiento del neumático y la deformación del amortiguador, o sea:

$$z = h + S$$

La ecuación vertical del movimiento del avión en el momento en que empieza a tomar contacto el neumático con el suelo y hasta que el amortiguador empieza a sufrir deformación es:

$$\frac{d^2 z}{dt^2} = - \frac{Cn_1}{0.2a} \times z$$

siendo « a » el ancho del neumático y « z » la dimensión lineal vertical.

En el momento en que la carga sobre el suelo es superior a

$$\frac{Ca_1}{4}$$

el descenso del avión viene incrementado por la flecha del amortiguador, y la ecuación vertical del movimiento pasa a ser la siguiente:

$$\frac{d^2 z}{dt^2} = - \frac{Cn_1}{0.2a} \times h$$

siendo: $z = h + s$.

Lo que es lo mismo, teniendo en cuenta que:

$$Ca = Cn = \frac{Cn_1}{0.20} \times h$$

$$\frac{150 Cn}{a} h - 10 Cn_1$$

$$Z = h + \frac{Cn_1}{0.2a} \times h + Cn_1$$

Cuando la velocidad de este movimiento alcance el valor 0, puede considerarse que ha terminado la primera fase de la toma de tierra. Entonces la reacción del neumático y amortiguador produce un movimiento oscilante, amortiguado, del avión; simultáneamente la resistencia aerodinámica del mismo hace disminuir su velocidad horizontal y, por tanto, su sustentación, la cual pasa a ser inferior a su peso, de modo progresivo; el suelo, a través de la rueda y amortiguador, va soportando la diferencia entre el peso del avión y su sustentación, además de la reacción de las oscilaciones del aparato, y termina, al detenerse el avión, por so-

portar el suelo todo su peso. Por el momento no consideramos el efecto del frenado, el cual, por diversas razones, se procura eludir lo más posible.

Dada la dificultad de integración de estas ecuaciones diferenciales, vamos a hacer un estudio de la importancia de la utilización de las mismas. Para ello, consideraremos que no hay disminución de la velocidad descenso del avión en el tiempo transcurrido desde que se produce el contacto de la rueda hasta el máximo aplastamiento de la misma y del amortiguador en la toma de tierra. Llamamos V_v la velocidad vertical de descenso del avión en m/s., en este momento. Esta es una fracción de la velocidad total del mismo con respecto al aire; esta fracción puede variar desde 1/50 de la velocidad total si el avión se acerca siguiendo la senda de planeo mínimo cercada en los aeropuertos para no encontrar obstáculos, hasta 1/10 de esta velocidad, si el ángulo de descenso seguido es el máximo medio admisible en los aviones para el planeo. Para los aparatos actualmente en servicio se puede considerar que su velocidad de planeo oscila entre los márgenes de 20 m/s. hasta 45 m/s. Tomando como ángulo de planeo el máximo mencionado, por ser el más desfavorable, y la velocidad absoluta máxima considerada, la velocidad de descenso del avión correspondiente es la de 4,5 m/s. En este caso la fuerza viva descendente del avión es:

$$\frac{P}{g} \times \frac{V_v^2}{2}$$

en la que «P» es el peso del avión en Kgs. y «g» la aceleración de la gravedad y « V_v » la velocidad vertical de descenso en m/s.; luego, substituyendo, se obtendrá:

$$\frac{P}{g} \times \frac{4,5^2}{2} = \frac{P}{g} \times 10,125 = 1,03 P \text{ Kgm.}$$

es decir, la fuerza viva descendente del avión, aun despreciando la disminución producida en la velocidad vertical por la reacción progresiva del neumático, que actúa durante la deformación del mismo y de los amortiguadores, resulta sensiblemente igual a un número de kilogrametros igual al peso del avión.

La carrera del amortiguador y el aplastamiento de las ruedas serán los necesarios para que la fuerza viva absorbida por los dos sea sensiblemente igual a la anteriormente calculada.

El trabajo absorbido por el neumático será:

Hasta que la carga alcanza el valor « Cn_1 » correspondiente a un aplastamiento $h = 0,2a$:

$$tn_1 = \int_0^{0,2a} \frac{Cn_1}{0,2a} h \cdot dh = \frac{Cn_1}{0,2a} \times \frac{(0,2a)^2}{2} = 0,1 a Cn_1$$

«a» deberá expresarse en esta fórmula en ms. para que el trabajo venga dado en Kgms.

Como un valor medio de «a» para grandes aviones es 30 cms., se tiene:

$$tn_1 = 0,1 \times 0,3 \times Cn_1 = 0,03 Cn_1$$

Cn_1 es la carga nominal del neumático, como se ha dicho, y debe corresponder aproximadamente a la parte de peso del avión que ha de soportar esta rueda.

Para aplastamientos posteriores del neumático el trabajo absorbido por el mismo será:

$$tn_2 = \int_{0,2a}^{h_t} \left(\frac{1,6 a Cn_1}{3(a-h)} + \frac{Cn_1}{3} \right) dh$$

siendo: h_t el aplastamiento final del neumático.

$$tn_2 = \frac{Cn_1}{3} \left[1,6 a \int_{0,2a}^{h_t} \frac{1}{a-h} dh + \left(h \right)_{0,2a}^{h_t} \right]$$

$$tn_2 = \frac{Cn_1}{3} \left[h_t - 0,2a + 1,6 a L \frac{0,8 a}{a-h_t} \right]$$

El trabajo absorbido por el amortiguador será:

$$ta = \int_0^{S_t} \left(\frac{0,4 Ca_1}{0,3-S} - Ca_1 \right) dS$$

siendo S_t la carrera final del amortiguador medida en ms.:

$$ta = Ca_1 \left(-S_t + 0,4 \int_0^{S_t} \frac{dS}{0,3-S} \right) =$$

$$= Ca_1 \left(-S_t - 0,4 \left[L \frac{0,30 - S_t}{0,30} \right] \right)$$

$$ta = Ca_1 \left(0,4 L \frac{0,30}{0,30 - S_t} - S_t \right)$$

Por tanto, el trabajo total absorbido por el sistema de aterrizaje será:

$$T = t n_1 + t n_2 + t a$$

$$T = 0.03 C n_1 + \frac{C n_1}{3} \left(h_t - 0.2 a + 1.6 L \frac{0.8 a}{a - h_t} \right) +$$

$$+ C a_1 \left(0.4 L \frac{0.30}{0.3 - S_t} - S_t \right)$$

como $C n_1 = C a_1$ y, a su vez, a la parte del peso del avión que ha de soportar el elemento del tren que se considera P, tenemos:

$$T = 0.03 P + \frac{P}{3} \left(h_t - 0.2 a + 1.6 a L \frac{0.8 a}{a - h_t} \right) +$$

$$+ P \left(0.4 L \frac{0.3}{0.3 - S_t} - S_t \right)$$

$$T = P \left[\left(0.03 + \frac{h_t}{3} - 0.2 a - S_t \right) + \right.$$

$$\left. + 1.6 a L \frac{0.8 a}{a - h_t} + 0.4 L \frac{0.3}{0.3 - S_t} \right]$$

como $a = 0.3$, finalmente

$$T = P \left[\left(0.09 + \frac{h_t - S_t}{3} \right) + 0.48 L \frac{0.24}{0.3 - h_t} + 0.4 L \frac{0.3}{0.3 - S_t} \right]$$

substituyendo h_t y S_t por valores de los 4/5 y 2/3 de su máximo, respectivamente, o sea por:

$$h_t = \frac{4}{5} \times 0.3 = 0.24$$

$$S_t = \frac{2}{3} \times 0.3 = 0.20$$

tenemos:

$$T = P \left[\left(0.09 + \frac{0.24 - 0.60}{3} \right) + \right.$$

$$\left. + 0.48 L \frac{0.24}{0.3 - 0.24} + 0.4 L \frac{0.3}{0.3 - 0.2} \right]$$

$$T = P (-0.03 + 0.48 L 4 + 0.4 L 3) = P (-0.03 + 0.66 +$$

$$+ 0.44) = 1.07 P \text{ Kgm.}$$

valor aproximado al de la fuerza viva máxima de descenso calculada aproximadamente con anterioridad de

$$1.03 P \text{ Kgm.}$$

Por tanto, se puede afirmar que el aplastamiento del neumático en la toma de tierra más severa admi-

sible será algo inferior a las 4/5 partes de su valor máximo y la carrera del amortiguador en las mismas condiciones los 2/3 de su carrera total.

La carga que corresponde a estos valores es

$$C n = \frac{1.6 a C n_1}{3 (a - h_t)} + \frac{C n_1}{3}$$

o sea

$$C n = \frac{C n_1}{3} \left(\frac{1.6 \times 0.3}{0.3 - 0.24} + 1 \right) = \frac{C n_1}{3} \left(\frac{0.48}{0.06} + 1 \right) =$$

$$= 3 C n_1 = 3 P \text{ Kgm.}$$

es decir, tres veces la carga estática debida al peso del avión.

Como comprobación se puede determinar la carga del amortiguador

$$C a = \frac{0.4 C a_1}{0.3 - S_t} - C a_1 = C a_1 \left(\frac{0.4}{0.1} - 1 \right) = C a_1 = 3 P \text{ Kgm.}$$

y se ve que coincide con la anterior.

El camino vertical recorrido por el avión es:

$$z = h_t + S_t = 0.24 + 0.20 = 0.44 \text{ m.}$$

Como en el caso considerado la velocidad absoluta de aterrizaje del avión es de 45 m/s., equivalente, aproximadamente, a 164 Km/h., y la velocidad máxima de descenso en la toma de tierra es de 4.5 m/s., el tiempo empleado en este descenso será:

$$t = \frac{0.44}{4.5} \approx 0.1 \text{ segundo}$$

como se ve, fracción finita de tiempo, pero despreciable desde el punto de vista de la disminución de velocidad de bajada por la actuación de la reacción del suelo, dentro del grado de exactitud en que nos movemos.

Por las consideraciones anteriores se comprende que la llamada huella de impacto del avión no es exactamente igual a la huella del neumático en parada, sino que corresponde a la envolvente de las elipses de apoyo del neumático desde la carga 0 hasta que se llega a la carga final que contrarresta la fuerza viva. Esta tiene longitud igual al camino recorrido por el avión durante el tiempo transcurrido, o sea: $0.1 \times 45 = 4.5 \text{ ms.}$, no obstante, la presión máxima sobre el terreno la transmite la huella final y, como se ha dicho anteriormente, puede alcanzar un valor tres veces superior al de la carga estática del avión.

De todas formas, este resultado puede considerarse exagerado y casi no ser tenido en cuenta en el cálculo, pues la velocidad vertical de descenso del avión, considerada de 4,5 m/s., aunque puede presentarse, es muy difícil que se mantenga en el instante mismo de la toma de tierra, pues, por muy inhábil que sea el piloto, éste siempre «recogerá» el avión en el momento del contacto, disminuyendo considerablemente esta velocidad vertical y, en el caso de mala visibilidad que pudiera impedir al piloto efectuar esta maniobra, está mandado mantener la velocidad de bajada del avión alrededor de 1 m/s. para que el choque de las ruedas con el suelo se produzca precisamente a esta velocidad. En este caso la fuerza viva que precisa absorber sería:

$$\frac{P}{g} \times \frac{1^2}{2} \text{ Kgms.} \approx \frac{P}{20}$$

es decir, que los amortiguadores y neumáticos tendrían que absorber un trabajo en Kgms. de la vigésima parte del peso del avión. Para ello las deformaciones que han de sufrir los neumáticos y los amortiguadores serían inferiores a las nominales, correspondientes al peso del avión, pues para ellas:

$$k = 0,06 \text{ m.}, y, s = 0,10 \text{ m.}$$

el trabajo total efectuado por ambos:

$$T = P \left(0'09 + \frac{h-3}{3} \right) + P \times 0'4 L \frac{0'3}{0'3-5}$$

sería:

$$T = P \left(0'09 + \frac{0'06-0'3}{3} \right) + P \times 0'4 \times 2'302 \frac{0'3}{0'2} = 0'172 P = \frac{P}{5'81}$$

es decir, aproximadamente la sexta parte del peso en Kgms.; es decir, unas tres veces superior al necesario, para un descenso a 1 m/s.

Para producir este trabajo el avión podría tener una velocidad de descenso aproximada de

$$V_v = \sqrt{\frac{2g}{P} T} = \sqrt{\frac{2g}{P} \times \frac{P}{5'81}} = \sqrt{3'375} = 1'83 \text{ mts.}$$

Luego, parece lógico tomar medidas para que la velocidad de descenso de los aviones no pueda superar este límite más que en casos muy extremos, con el fin de que no haya de tenerse en cuenta el efecto de im-

pacto para el cálculo de los espesores de los firmes, lo que aumenta considerablemente los mismos y, por tanto, el precio e coste de los aeropuertos.

Si la velocidad vertical del avión es inferior a 1,8 m/s., no habría ventaja en marcar zonas de aterrizaje dentro de las pistas, pero, en caso contrario, parece lógico se fijara una zona de discrepancia del lugar de colocación de las ruedas, construyendo el firme con mayor resistencia únicamente en estas zonas y haciendo bien visible a los pilotos estos tramos reforzados.

Los valores que influyen en esta discrepancia son:

Error personal del piloto en la estimación de la altura al aproximarse a la toma.

Error personal del piloto de estimación de distancia al principio de la pista.

Error en la estimación del viento en superficie.

Error de velocidad absoluta, instrumental y de maniobra.

Error de velocidad de descenso, instrumental y de maniobra.

De todos estos errores, casi los únicos importantes son los tres primeros, ya que los restantes en su parte instrumental, por lo general, son despreciables para instrumentos modernos bien tarados y, en la parte personal, se podrían reducir fácilmente marcando a los pilotos unos límites estrechos entre los que deban hacer la maniobra de toma de tierra.

Estos dos últimos, combinados, son equivalentes al error de pendiente de planeo, cuyo margen máximo hemos visto era de 1/50 a 1/10, el cual es muy exagerado, pues si la estimación de altura se hace a 300 ms. horizontales antes del principio de la pista, con el ángulo máximo el avión deberá tener una altura de 30 ms. para poner las ruedas en el principio de la pista, y si está a la misma altura y sigue el ángulo de planeo mínimo, no colocará las ruedas hasta los 1.200 ms. del principio de la pista.

Para reducir los dos primeros errores, se podría colocar a 300 ms. del principio de la pista una señal de distancia que sea percibida por el piloto con cualquier condición de visibilidad. Igualmente se podrían situar indicaciones de altura a ambos costados de los sectores de entrada y a la distancia fijada.

Los dispositivos de toma de tierra, nocturna o sin visibilidad, ya tienen instalaciones apropiadas a este

respecto; por tanto, no sería preciso más que generalizarles para cualquier clase de vuelo.

El error de estimación del viento en superficie se podría aminorar con el establecimiento de dispositivos adecuados en todos los principios o cabezas de pista, que pudieran ser visibles por el piloto en el momento de la toma de tierra, y mejor, antes, por el personal del Servicio Meteorológico para que pudiera ser comunicado por radio este dato con mayor exactitud a las aeronaves que vayan a efectuar la maniobra de toma de tierra, ya que este error es análogo a un desplazamiento de la pista y que, por tanto, aumenta la zona de discrepancia de toma de tierra en este desplazamiento aparente.

Esfuerzos tangenciales. — En toda toma de tierra, además del esfuerzo vertical estudiado anteriormente, se presentan también esfuerzos dirigidos sensiblemente en dirección tangencial a la superficie de aterrizaje. Estos esfuerzos se producen, primero, por la diferencia de la velocidad de la superficie de los neumáticos y del firme, y, segundo, por efecto del posible frenado. Estos dos esfuerzos tangenciales suelen ser en dirección del eje de la pista; no obstante, también pueden presentarse esfuerzos tangenciales transversales cuando la velocidad absoluta del avión no está en un plano normal al eje de las ruedas, bien porque el avión reciba el viento en dirección transversal con relación a la pista de aterrizaje o bien porque el aparato se desplace en sí, por razón de su posición o maniobra, con una velocidad no comprendida en su plano de simetría.

Todos estos esfuerzos son mucho más importantes desde el punto de vista de la resistencia de la aeronave que del suelo que soporta la toma de tierra, y ya se están estudiando y tratando de introducir en el tráfico aéreo soluciones que aminoran tales efectos, como, por ejemplo, lanzamiento de las ruedas antes de la toma de tierra, trenes orientables, etc.

El rozamiento del neumático con el suelo tiene, aproximadamente, un valor de 0,8 la fuerza vertical que actúa sobre los mismos.

Como al principio de la toma de tierra esta fuerza vertical es pequeña, el rozamiento resultante no transmite a las ruedas la aceleración necesaria para que aquéllas adquieran la misma velocidad de desplazamiento que la superficie del suelo, y, por ello, se produce un deslizamiento del neumático grandemente per-

judicial para el mismo. El efecto sobre el terreno es de que la fuerza que actúa tiene inclinación de unos 38,5° y su magnitud es de 1,28 la de la fuerza vertical. Desde el punto de vista del estudio de las presiones transmitidas, se puede hacer la descomposición de éstas en sentido vertical y en sentido tangencial al suelo. Por lo que respecta a este último, únicamente habrá de tenerse en cuenta que, en todo caso, la trabazón de las partículas que puedan constituir el pavimento sea suficiente para contrarrestar el par de giro producido por la aplicación de una fuerza superficial, en la parte libre de la partícula correspondiente, igual a 0,8, por la presión máxima que se prevea haya de soportar.

El mismo esfuerzo es el que se presenta en el caso del frenado o en el de la toma de tierra transversal.

Esfuerzos por el giro. — Para terminar la maniobra de toma de tierra, el avión, cuando su velocidad decrece hasta alcanzar una que le permita el giro sin peligro de vuelco, la cual fijaremos, para las condiciones de los aviones actualmente en servicio, alrededor de 60 Km/h. Debe girar abandonando la pista en que ha efectuado la maniobra de toma de tierra. En esta maniobra de giro del avión, el par de vuelco del mismo que introduce la fuerza centrífuga, es contrarrestado por los elementos del tren de aterrizaje, sobrecargándose los que están por la parte exterior de la curva y descargándose los de la parte interior. Vamos a hacer un cálculo aproximado de la sobrecarga que introduce este giro para un avión de tipo medio, actualmente en uso. Si llamamos F la fuerza que sobrecarga el amortiguador exterior, el par que proporciona esta sobrecarga es $F \times e$, siendo e la distancia entre centros de ruedas de los elementos principales del sistema de aterrizaje. Considerando un radio de giro mínimo de 45 m. igual al radio mínimo de acuerdo de los caminos 30 m., aumentado en el semiancho de los mismos 15 m. a una velocidad de desplazamiento del avión de 60 Km/h., igual, aproximadamente, a 16,6 m/s. a una altura del centro de gravedad del avión sobre el terreno de unos 2,5 m., tendremos la siguiente igualdad de momentos de la fuerza centrífuga y el aumento de la reacción del tren:

$$e = 3 \text{ m.} \quad \frac{P}{g} \times \frac{16,6^2}{45} \times 2,5 + 3 F$$

de donde se deduce:

$$F = \frac{P}{g} \times \frac{16'6^2}{45 \times 3} \times 2'5 = \frac{P}{g} \times \frac{660}{135} = \frac{660}{1324} P = 0'5 P$$

Luego la sobrecarga de la parte exterior del sistema del tren de aterrizaje es del 0,5 del peso total del avión, y, suponiendo que la mitad de los elementos principales del tren de aterrizaje, que son los sobrecargados, soportan la mitad del peso total del avión, la sobrecarga por efecto del viraje será del 100 % de la carga estática.

Como se ve, esta sobrecarga es excesiva y, en primer lugar, sería preciso que el par de vuelco correspondiente pudiera ser bien soportado por el avión. No obstante, dado el margen de seguridad de 2, que se pondrá como coeficiente general para el cálculo de los pavimentos, se ve que el aumento de esfuerzo correspondiente a los virajes, aun en este caso extremo, está cubierto por este margen de seguridad.

Una vez que el avión abandona la franja de aterrizaje, puede considerarse terminada esta maniobra.

MANIOBRA DE DESPEGUE

Esfuerzos debidos al par motor.—En el caso del despegue, el avión ha de efectuar, en primer lugar, un calentamiento y prueba de motores. Durante esta maniobra transmite al suelo la reacción necesaria para contrarrestar el par de los motores y de las variaciones que se producen en el valor de aquél. Vamos a hacer una estimación aproximada de la sobrecarga que introduce en los elementos del tren de aterrizaje la reacción de los motores. El par motor M viene dado por la siguiente expresión:

$$M = 716 \times \frac{L}{n}$$

en la que L es la potencia del motor expresada en HP., y n el número de revoluciones por minuto que da el motor.

Suponiendo para n , el cual debe corresponder a la potencia máxima del motor, un número de 3.500 r. p. m., el cual es corriente en los motores modernos de gran potencia, se tiene:

$$M = \frac{716}{3.500} \times L = 0'21 L$$

Como, normalmente, en las aeronaves los motores

giran todos en el mismo sentido, el par motor que produce sobrecarga en la mitad de los elementos del tren de aterrizaje, produce una descarga en la otra mitad. El momento del motor supuesto situado exactamente sobre la mitad del elemento principal del tren de aterrizaje, se puede suponer producido por una fuerza que actúa sobre este elemento del tren de aterrizaje. La intensidad de esta fuerza K será la siguiente:

$$K \times \frac{e}{2} = M = 0'21 L$$

de donde se deduce que:

$$K = \frac{0'21 L}{\frac{e}{2}} \text{ Kg.}$$

en el caso numérico que consideramos, la potencia del motor se puede considerar de unos 1.500 HP., y la entrevía, como hemos dicho anteriormente, de 3 m.; luego, tendremos:

$$K = \frac{0'21 \times 1.500}{1'5} = 210 \text{ Kg.}$$

Como esto corresponderá aproximadamente a un avión de unas 15 Tn. de peso total, la carga sobre cada elemento principal del tren de aterrizaje será de unas 7 Tn.; luego la sobrecarga de 210 Kg. corresponde a:

$$\frac{210}{7.000} = 0'03$$

de la carga normal del tren de aterrizaje, es decir, un 3 % de su valor, por uno de los dos motores, que se supone en el aparato; luego la total será el doble de ésta, o sea el 6 %.

Sobre esta sobrecarga de los elementos del tren de aterrizaje por efecto del par motor, habría que considerar los efectos de variación de dicho par motor, los cuales pueden ser, todo lo más, vez y media el valor medio; luego la presión transmitida por los aviones al suelo en el momento en que sus motores están funcionando al máximo de potencia, es en proporción de la presión para la carga estática en todo caso, un 9 % superior a esta carga estática.

Una vez efectuada la prueba de los motores, el

avión penetra en la zona de pista de despegue y efectúa un viraje para colocarse en posición de iniciar el vuelo; en este viraje la sobrecarga del suelo por efecto del mismo es igual, todo lo más, a la ya considerada para el caso del viraje en la toma de tierra, por lo que no volvemos a detallarla en este caso.

A continuación se ponen todos los motores del avión a plena potencia; debe absorber el suelo el par motor correspondiente ya estudiado y sus variaciones. En este momento el avión empieza a deslizarse, aumentando su velocidad, hasta que ésta es lo suficiente para permitirle sustentarse en el aire. Los pequeños saltos que puede dar el avión por efecto de los resaltos del terreno o porque el despegue no sea correcto, producen unos choques muy inferiores a los de la toma de tierra, si bien, puede ser necesario sean tenidos en cuenta, si estos choques se efectúan a velocidad baja de desplazamiento del avión, ya que, en este caso, por ser la sustentación de las alas muy pequeña, se suma al efecto del choque gran parte de la reacción necesaria para contrarrestar el peso de la aeronave. Normalmente, los choques por efectuar el despegue a una velocidad reducida se efectúan cuando la sustentación del avión es muy próxima a la de despegue y, por tanto, estos choques, que pueden ser los más grandes, no se verán aumentados grandemente por la reacción del peso restante del avión, el cual siempre será pequeño. Por todo esto, se puede suponer que los esfuerzos en la maniobra del despegue, salvo la sobrecarga que producen los pares de los motores, serán menores que los que se presentan en la maniobra de toma de tierra.

En el caso en que la dirección del viento no coincida con la trayectoria del avión, se presentarán esfuerzos tangenciales transversales análogos a los ya estudiados para la toma de tierra, los cuales, como se ha visto, no tienen gran importancia desde el punto de vista de aumento de esfuerzos en el suelo que soporta el avión.

Resumen.—El suelo ha de soportar, por efecto de las maniobras de los aviones, unos esfuerzos normales y otros tangenciales de la magnitud que se han estudiado en cada caso. En las condiciones más desfavorables, se ha visto que estos esfuerzos verticales pueden llegar a ser tres veces superiores a los que se producen por la carga estática del avión. No obstante, dado el caso tan extremo que lleva consigo estos

esfuerzos, se puede tener en cuenta una sobrecarga del 100 % en los esfuerzos estáticos, y con ella estarán cubiertos perfectamente los casos de la prueba de motores y virajes de la aeronave en tierra, pero debe hacerse la advertencia de que la velocidad de descenso de la aeronave en el momento de la toma de tierra no supera el valor de 3,75 m/s., valor que se obtiene para que se produzca la fuerza viva que pueden absorber el neumático y el amortiguador para producir una reacción sobre el suelo doble de la carga estática soportada normalmente por los mismos.

Hasta hace pocos años, dado el reducido peso de las aeronaves y la pequeña presión de sus neumáticos, se encontraban muchos suelos naturales capaces de soportar los esfuerzos normales; los esfuerzos tangenciales exigen una cohesión de las partículas que constituyen el suelo que no se presenta naturalmente con tanta frecuencia. Se mejoraba grandemente esta cualidad, tan necesaria en los terrenos de los campos de aviación, con el cultivo de plantas adecuadas, cuyas raíces hacían el efecto de ligante; el aumento de la intensidad del tráfico ha hecho imposible la supervivencia de esta vegetación. Al mismo tiempo, las presiones normales transmitidas a los suelos han aumentado considerablemente, y han superado a las que normalmente soportan los suelos naturales en cualquier estado de humedad; por ello, se ha impuesto la necesidad, casi absoluta, de la construcción de firmes artificiales para facilitar las maniobras de toma de tierra y despegue de los aviones. Las condiciones topográficas que se exigen a los campos de aviación para facilitar sus accesos por el aire, obligan a escoger la mayoría de las veces terrenos de sedimentación en período de formación, que están muy lejos de las condiciones óptimas de resistencia de los terrenos naturales. Esta es otra de las causas que obligan a la construcción de firmes especiales en los aeródromos.

También se precisa la construcción de firmes especiales cuya deformación por efecto de las cargas sea pequeña, para facilitar la rodadura de los aviones en el despegue, y reducir al mínimo la resistencia a dicha rodadura y, por tanto, la potencia necesaria para adquirir la velocidad necesaria para el despegue.

Forma en planta de las franjas de aterrizaje.—Esta forma ha sido ya debidamente determinada en diversos acuerdos internacionales, por lo que a anchura y

longitud de pistas se refiere, y se ha recogido en estas disposiciones internacionales la experiencia mundial de los últimos años de tráfico aéreo, la cual parece reducir a un mínimo la dispersión lateral de los aviones, aumentando la longitud necesaria por las diversas causas que pueden influir en el aterrizaje y despegue de las aeronaves. Por el contrario, no se han publicado normas internacionales sobre los accesos que deben darse a las pistas ni sobre las salidas de que se deben dotar a aquéllas para el rápido abandono de las mismas por parte de las aeronaves que ya las han utilizado. Primitivamente se proyectaron unos caminos de acercamiento en la misma dirección del eje de las pistas; ello obligaba a aumentar la longitud del contorno del aeropuerto, formado por el conjunto de varias pistas, sin otra ventaja que la de permitirse el tráfico perimetral de los aviones por este camino de circunvalación, sin limitaciones de detención en los puntos en que el mencionado camino cortaba las franjas de aterrizaje. La ventaja para las soluciones del primer tipo es muy escasa y lleva consigo un aumento de superficie necesaria de un 30 %, tal como se puede ver en la figura núm. 1, que se adjunta, por lo que pa-

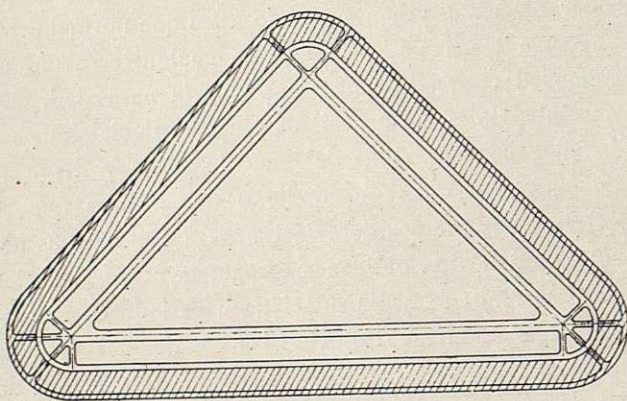


Fig. 1

rece lógica la solución, casi universalmente adoptada, de efectuar el acercamiento de los aviones a las pistas lateralmente, exactamente por el principio o final de las mismas, a pesar de obligarse con ello a marcar los puntos de detención en los caminos de rodadura que no pueden ser rebasados más que cuando se encuentra libre de tráfico la pista de vuelo para la que son válidos.

Todas las normas internacionales están encaminadas a procurar que cada pista de vuelo sirva para efectuar 60 ó 70 operaciones por hora. Ello obliga a la utilización de la pista por parte de la aeronave en toda operación de despegue o aterrizaje inferior a un minuto de duración. En este sentido se está trabajando para obtener instrumentos para el aterrizaje sin visibilidad, para reducir al mínimo posible el tiempo de acercamiento y alejamiento de los aviones por el aire en sus maniobras con mala visibilidad, ya que, como se ha dicho anteriormente, ellas constan de una parte que se efectúa en el aire. Parece lógico que la forma en planta de las pistas esté ideada de tal manera que la ocupación de la pista por cualquier aeronave, durante las rodaduras que ha de efectuar en la zona de las mismas, sea lo menor posible. El problema tiene mayor importancia para el caso de aterrizaje de una aeronave, por lo que es esta maniobra la que vamos a examinar ahora. Es evidente que toda aeronave, en su toma de tierra, necesitará al principio una zona de dispersión para la maniobra de colocación de las ruedas, la cual será más o menos grande según se les facilite medios a los pilotos para reducir al mínimo posible los errores de estimación de altura y distancia a las cabezas de pistas y se les den instrucciones más concretas respecto a las velocidades de planeo y de descenso que pueden utilizar e indicaciones lo más exactas posibles sobre la intensidad del viento en tierra, tal como se ha indicado con anterioridad. Suponiendo que estos márgenes para la velocidad de planeo sean de un 15 % y que la velocidad de descenso varíe desde la mínima marcada por la pendiente de obstáculos autorizados de un 2,5 a 2 % y la máxima lógica de 2 m/s. que se ha visto es la que no sobrecarga el suelo en el momento del aterrizaje, se llega a una zona de dispersión del punto de colocación de las ruedas de, aproximadamente, 170 m. por el exceso de velocidad, y de 60 m. por el margen de ángulo, o sea 230 m. en total. A continuación todos los aviones necesariamente han de efectuar una rodadura durante la que su velocidad disminuye desde la de planeo, que se cifra en 160 Km/h., hasta la de maniobra final en tierra, que hemos cifrado en unos 60 Km/h.

El efecto máximo de frenado, con las ruedas bloqueadas, introduciría una fuerza de 0,8 P, para la que se obtendría la detención del avión en:

$$\frac{P}{g} \frac{d^2 \alpha}{dt^2} = -0.8 P \quad \frac{d \alpha}{dt} = -0.8 g t + 45 \quad \alpha = -0.4 g t^2 + 45 t; \quad \frac{d \alpha}{dt} = 16.6 = 0.8 g t_1 + 45 \quad t_1 = 3.65 \quad \alpha_1 = -0.4 g \times 3.6^2 + 45 \times 3.6 = 111 \text{ m.}$$

es decir, en 111 m., recorrido máximo para un frenado demasiado enérgico que quizás no fuese permitido por razones de la reacción sobre el avión y pasaje y posible par de vuelco.

Considerando un frenado continuo la cuarta parte del anterior, tendríamos:

$$\frac{P}{g} \frac{d^2 \alpha}{dt^2} = -0.2 P \quad \frac{d \alpha}{dt} = -0.2 g t + 45 \quad \alpha = -0.1 g t^2 + 45 t; \quad \frac{d \alpha}{dt} = 16.6 = 0.2 g t_2 + 45 \quad t_2 = 14.45 \quad \alpha = 0.1 g \times 14.4^2 + 45 \times 14.4 = 445 \text{ m.}$$

es decir, el avión después de colocar las ruedas tendrá que recorrer unos 450 m. para alcanzar la velocidad de desplazamiento, de 60 Km/h. En el momento en que el avión ha alcanzado esta velocidad de recorrido que hemos fijado en 60 Km/h., debe hacer su salida de la franja de aterrizaje lo antes posible; para ello deberá facilitársele las correspondientes salidas a los caminos de rodadura, los cuales estarán distribuidos a todo lo largo de la pista de aterrizaje, con el fin buscado de reducir al mínimo la utilización de la pista por el avión. En la trayectoria que se ha de recorrer, en rodadura, por el avión, hay una longitud invariable, que es la existente entre el eje de la franja de aterrizaje y el borde de ésta, es decir, la mitad de su ancho; esta longitud es de 75 m.; luego en el recorrido de ella a la velocidad de 60 Km/h. = 16.6, el avión empleará 4.5 segundos. Dada la distancia entre caminos de rodadura de unos 300 m., el tiempo máximo que tardará un avión en alcanzar un camino de rodadura después de haber llegado a la velocidad de 60 Km/h. será de $300/16.6 = 18$ segundos; que, sumados a los 4 en los que aproximadamente tarda en recorrer la mitad del ancho de la franja de aterrizaje y los 15 en que tarda en disminuir su velocidad, hace un total de 37 segundos de tiempo de ocupación de la franja de aterrizaje por el avión durante su rodadura, es decir, en el momento actual y para las cifras consideradas, que, si son extremas, es casi más bien en sentido optimista, los aviones, a pesar de

facilitarles salidas cada 300 m., utilizan, aproximadamente, la mitad del tiempo que deben emplear para toda la maniobra de toma de tierra en la rodadura para el abandono de la franja de aterrizaje. Se comprende la necesidad de no aumentar este tiempo proyectando las pistas con pocas salidas a los caminos de rodadura y sí dotarlas de las suficientes que permitan la rápida salida del avión de la franja de aterrizaje. No parece inadmisibles el módulo de 300 m. de distancia entre ejes de salidas que se han indicado anteriormente. Una vez cifrado este problema se comprenden las grandes dificultades que introducen las condiciones atmosféricas desfavorables, principalmente las que se refieren a visibilidad, y que en la actualidad se produzcan grandes embotellamientos de tráfico en los aeropuertos a los que afluyen muchos aviones, en los cuales son muy largas las esperas de las aeronaves que han de utilizarlos para posarse, con la consiguiente pérdida de tiempo y de dinero por los gastos que se efectúan al aumentarse los tiempos totales de vuelo. Se comprende perfectamente que de nada servirían los progresos que se están efectuando en el aterrizaje instrumental si luego se perdiera parte del tiempo ahorrado, durante el proceso de la maniobra en el aire de las aeronaves, en el tiempo que éstas han de rodar por tierra, cuando ese tiempo puede acortarse considerablemente con muchísimo menos riesgo que el primero.

En este orden de ideas, la forma en planta de una pista debe ser la representada en la figura núm. 2, en

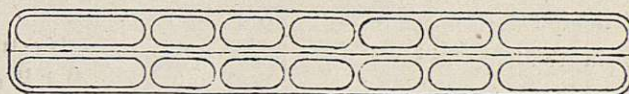


Fig. 2

la cual se ha dotado a la pista de aterrizaje de salidas normales a ella cada 300 m., con excepción de los 600 primeros y últimos metros, en los que no es frecuente se presente la detención de ninguna aeronave. La situación de los caminos de rodadura laterales paralelos a la pista será la más conveniente, generalmente, pero es preciso acomodarla a la ubicación de las diversas instalaciones y plataformas de estacionamiento. Se han dibujado caminos de rodadura a ambos lados de la pista, con el fin de que se pueda mantener un sis-

tema uniforme de virajes a la izquierda, más cómodo para el piloto, pero en plan de economía se podría establecer el sistema de evacuación de la pista únicamente en un sentido, obligando a que el giro de las aeronaves fuese a derechas o a izquierdas, según la dirección con que se utilizase la pista. La figura se ha hecho con los módulos de anchos y distancias marcadas por las normas internacionales para los aeropuertos de tipo A.

Es también preocupación de los proyectistas de aeropuertos la reducción al mínimo de los tiempos de rodaje de las aeronaves, aun por fuera de las franjas de aterrizaje. Para ello, se debe buscar que la situación de las plataformas de estacionamiento de las aeronaves sea lo más próxima posible a los puntos de detención en las pistas de vuelo, y esto ha llevado a la concepción de los aeropuertos de planta tangencial, en la que se sitúan todos los servicios del aeropuerto en una gran plataforma central, y se separa, al mismo tiempo, la utilización de las pistas para la toma de tierra y para el despegue. En este tipo de aeropuertos se tiene, además, la ventaja de que se pueden utilizar simultáneamente, con vientos no muy intensos, varias pistas para la misma operación, sin menoscabo de la seguridad. En esta clase de aeropuertos podría no ser necesaria la construcción de caminos de rodadura, ya que ésta se podría efectuar a una gran velocidad por la pista de vuelo, y sólo será preciso poner las señales de distancia a final de pista convenientes para que el piloto pueda efectuar el frenado de la aeronave en el momento conveniente. De esta forma, el tiempo de utilización de la pista por el rodaje quedaría reducido a los límites convenientes. La forma típica en planta de estos aeropuertos es la del conocido Idlewild, por lo que no se incluye en este trabajo.

Perfiles transversales para franjas de aterrizaje.— Su inclinación es necesaria para facilitar la evacuación superficial de las aguas caídas en el interior de dichas franjas. Al fijar las normas internacionales que el eje de las franjas de aterrizaje debe estar contenido en el plano de simetría de las mismas, por lo que a pendientes transversales se refiere, quedan eliminadas las pistas con pendientes en un solo sentido o a media ladera, las cuales, además, solían ser peligrosas para las maniobras de los aviones por la tendencia que tie-

nen aquéllos a desviarse en el sentido de la pendiente y la sobrecarga que se introducía en los elementos del tren de aterrizaje situados en la parte más elevada. Las pistas planas con pendiente longitudinal sólo pueden admitirse en pequeños tramos, ya que, en caso contrario, el agua recogida en las mismas tendría larga escorrentía a lo largo de los firmes o pavimentos y produciría desgaste y deterioro de los mismos completamente innecesarios. En la figura núm. 3 está re-

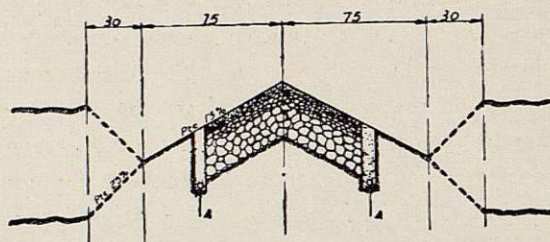


Fig. 3

presentado el esquema de variaciones máximas admisibles con arreglo a las normas internacionales, por lo que a pendientes transversales se refiere. Se considera desde el caso extremo de la pista con perfil horizontal hasta las pistas con pendientes máximas. Dado que los terrenos de aviación son sensiblemente planos o, si tienen desniveles naturales, suelen ser muy pequeños, será muy difícil que pueda ser aprovechada esta nivelación natural para encontrar movimientos transversales de tierra mínimos; las compensaciones de tierras, en la construcción de aeropuertos, deben buscarse en las nivelaciones longitudinales.

Al considerar este problema del perfil transversal de las pistas, debe tenerse en cuenta simultáneamente el problema de evacuación de las aguas caídas en las superficies pavimentadas. Es conveniente que esas aguas sean recogidas a la salida de dichas superficies por medio de cunetas cubiertas, con penetración del agua a todo lo largo de la cuneta, o bien con cunetas descubiertas de menor profundidad y sumideros distribuidos de modo regular que envíen el agua de las cunetas a la red más profunda de avenamiento con que habrá de dotarse la pista.

En las últimas normas internacionales sobre la construcción de aeropuertos se establece la necesidad de construir zonas de transición de la resistencia de los pavimentos artificiales contruídos, hasta la del terreno de las franjas laterales; disposición que parece muy

acertada para evitar un paso brusco en la rodadura de los aviones en caso de que se desvíen dentro de la pista y alcancen zonas de resistencia a los esfuerzos que presenta el rodaje, muy inferior al de las partes afirmadas. Es conveniente muchas veces resolver este problema conjuntamente con el de avenamiento, estableciendo en el borde en que termina la parte afirmada propiamente dicha zanjaz para la evacuación de aguas, situando en el fondo de las mismas tubería perforada de avenamiento para que recoja y evacue el agua. Haciendo estas zanjaz suficientemente anchas y con sus bordes inclinados se puede obtener esta zona de transición de resistencia firme al terreno. Convendría hacer estudios para obtener un coeficiente de variación de resistencia con el fin de que se pudiera dar dimensiones con criterio universal estas zanjaz de avenamiento y transición de resistencia del firme.

Como el objeto de la inclinación transversal de las pistas es la evacuación de las aguas caídas sobre las mismas, está íntimamente ligada la elección de su perfil con la resolución del problema de avenamiento de las zonas de pista, por lo que a continuación hacemos algunas consideraciones generales sobre este sistema de avenamiento en los puntos en los que más conviene para la elección del perfil transversal, ya que el tratar detenidamente este problema, daría lugar a un trabajo de extensión análoga al presente.

Este sistema de avenamiento interior de las zonas de aterrizaje debe estar completado por una red de tuberías de evacuación de aguas, la cual puede disponerse en forma de espigas de pescado.

El sistema de avenamiento por zanjaz dotadas de tuberías en su parte interior y rellenas de piedra en el resto, presenta el problema de su relleno, por las partículas que arrastra el agua de lluvia. También ha de tenerse en cuenta con este sistema de avenamiento que las zanjaz tengan en superficie la suficiente porosidad para permitir la entrada del agua que afluye a las mismas, dado que la filtración necesaria para evitar a las tuberías la llegada de partículas de gran tamaño, obliga a que la capa superficial del relleno sea relativamente menuda. Además, la trabazón de este relleno por medio de materiales asfálticos disminuye aún más la porosidad. La resolución de este problema está de acuerdo con la obtención de una buena capa de transición de resistencia en el firme, pues será pre-

ciso obtener gran superficie de filtración por longitud de vena, la cual no se puede lograr más que transversalmente, ensanchando, por tanto, la franja de transición de resistencia del firme al terreno.

El problema del posible relleno de las venas subterráneas y necesidad de limpieza de las mismas, hace pensar en la conveniencia de que el sistema de avenamiento de las franjas de aterrizaje sea descubierto, en lo posible. Este sistema de avenamiento descubierto no puede proyectarse en su totalidad en las inmediaciones de la parte afirmada de las pistas, ya que los grandes caudales de agua recogida obligarían a establecer cunetas muy anchas que perturbarían apreciablemente el perfil transversal de las pistas, el cual, según las normas, debe ser uniforme, pero puede pasarse a él dentro de las zanjaz de seguridad de las pistas, y puede utilizarse para la transición del sistema de avenamiento enterrado o semiprofundo al sistema de avenamiento superficial un dispositivo francés análogo al que se representa en la figura núm. 4.

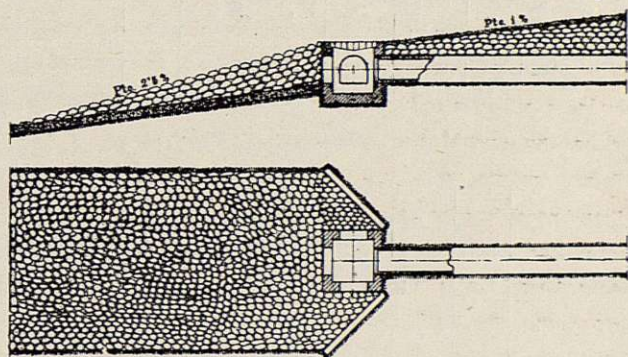


Fig. 4

En este caso, para reducir lo más posible la extensión de este dispositivo de transición, conviene adoptar para las franjas de seguridad de las pistas, la pendiente máxima admitida por las normas internacionales del 2,5 %. Dentro de estas zanjaz de seguridad o final de ellas, según su ancho, se puede establecer una vaguada o badén que constituya el colector secundario abierto de evacuación de aguas de la franja de aterrizaje. Este badén será conveniente dotarlo de un pavimento que le asegure una resistencia a la rodadura sobre él en el caso de existencia de agua, para que en el caso extremo de que un avión los atravesase fortuitamente, no se produzcan averías en el mismo,

evitándose al mismo tiempo filtraciones a la subbase del pavimento. En el mismo orden de ideas se debe fijar una altura máxima de agua en estos colectores secundarios, la cual puede ser de unos 30 cm., para que ésta no moje las partes de las ruedas de los aviones, que pueden deteriorarse fácilmente al recibir esta humedad. En el caso de que algunos de estos colectores secundarios hayan de atravesar otras pistas de vuelo o de rodaje, deberá establecerse los correspondientes pasos de agua enterrados, los cuales estarán defendidos aguas arriba por un pozo de sedimentación, para evitar en todo lo posible el efectuar limpiezas de estos pasos enterrados o que, al menos, éstas sean lo menos frecuentes posible.

En resumen, las pistas de un aeropuerto deben tener un perfil transversal comprendido dentro de los límites marcados en las figuras núms. 5, 6 y 7; la elec-

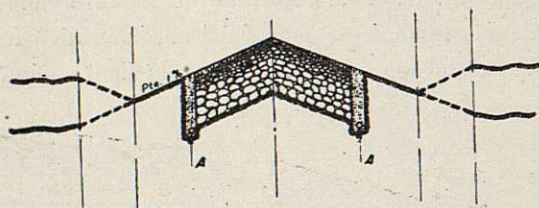


Fig. 5

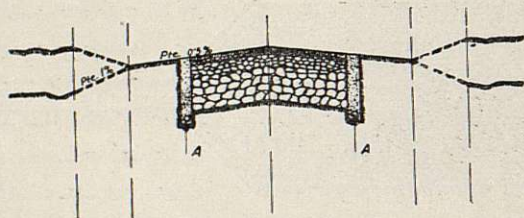


Fig. 6

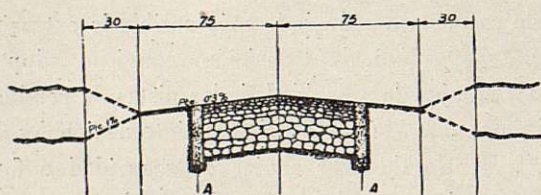


Fig. 7

ción del perfil debe hacerse en consonancia con la clase del firme que se emplee, la mejor compensación de tierras, etc. En el caso de un aeropuerto en que se disponga de muy poca elevación para la evacuación de aguas, la cota de los puntos A será obligada, y

la posible compensación en el movimiento de tierras se obtendrá con la inclinación que se dé a las franjas de seguridad B C; en el caso en que predomine el terraplén será preciso adoptar la inclinación máxima admitida del 2,5 %.

Intersección de dos pistas de vuelo.—Por los problemas que introduce la resolución de este caso, es aconsejable estudiar la forma en planta de un aeropuerto, eludir lo más posible el cruce de las mismas y, en caso de que esto sea imprescindible, efectuarlo en sus extremos.

Presentado el caso necesario de efectuar el cruce de dos pistas de vuelo, se comprende que las mismas no pueden mantener sus perfiles transversales en tales cruces, pues, si se mantuviera, la intersección sería una superficie análoga a las bóvedas de rincón de claustro que produciría la correspondiente perturbación en la marcha de los aviones, sobre todo, cuando éstos vayan a gran velocidad, caso normal si el cruce se efectúa en las partes centrales de las pistas. Además, no se cumplirán las normas que ordenan que el perfil de una pista sea uniforme. Esto hace necesario que las pistas se crucen según una superficie plana; este plano de cruce, necesariamente será el determinado por los ejes de las dos pistas.

Para llegar al perfil plano de la pista, será necesario construir una zona de transición de perfiles transversales. Para resolver este problema se puede adoptar una de las soluciones A, B o C de las indicadas en la figura núm. 8. Las soluciones A y B son análogas, y

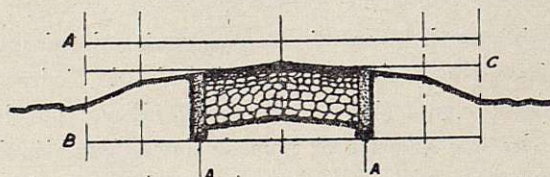


Fig. 8

en ellas el sentido de la pendiente es igual en el eje de las pistas que en sus laterales. En la solución C esta pendiente es de sentido contrario, pero puede obtenerse por diversos procedimientos la inclinación necesaria en el sistema de avenamiento para la evacuación de las aguas recogidas en el mismo. La distancia entre el perfil normal de la pista y el primer plano debe ser tal que se cumplan las normas establecidas,

que determinan una razón de variación máxima de pendiente de 3 % cada 30 m.

Es preciso, además, resolver el problema de la evacuación de las aguas en la intersección de las dos pistas; las pendientes longitudinales medias de las pistas de aterrizaje no son muy grandes y debe procurarse que sean las mínimas posibles. No será, por tanto, grande la pendiente del plano de intersección de dos pistas y, por consiguiente, la evacuación superficial del agua caída sobre este plano, será lenta con grandes recorridos del agua. Como la pendiente transversal con que se haya dotado las pistas será la más conveniente para la buena evacuación de aguas en el tipo de firme adoptado, parece lógico escoger como módulo para el recorrido superficial nominal del agua de lluvia el semiancho de las pistas afirmadas más anchas. Ello obligará a cruzar el plano de intersección de dos pistas por un sistema de avenamiento que recoja las aguas superficiales. Este sistema de avenamiento deberá ser de características análogas al de los bordes de las pistas afirmadas y debe cuidarse en él más aún la resistencia necesaria, ya que debe ser exactamente igual a la del firme establecido. Una solución muy apropiada es la construcción de zanjas de avenamiento en forma de embudo, provistas, en su parte inferior, de la tubería perforada necesaria para la evacuación del agua y rellenadas con piedra a modo de «dren» francés hasta la superficie. Los taludes de estas zanjas deben estar recubiertos de un revestimiento impermeable que impida la entrada del agua dentro de las bases inferiores del firme y en la subbase de la pista. La figura núm. 9 representa un tipo de este

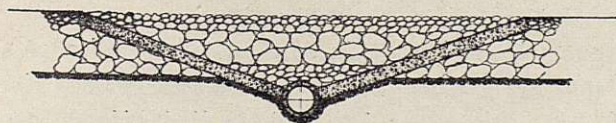


Fig. 9

«dren» francés realizado en el Aeropuerto Transoceánico de Barcelona, que ha dado buenos resultados. Debe calcularse también el ancho superficial de estas zanjas para que la porosidad lineal de las mismas sea la necesaria para la absorción del agua que afluya a las venas.

Curvas de enlace de las pistas de aterrizaje con las de rodadura.—Al estudiar la maniobra de la toma de

tierra y considerando que forma parte de ella el giro que ha de efectuar el avión para abandonar la pista de vuelo, se ha hecho el estudio de la sobrecarga a que se someten los distintos elementos resistentes del avión y del suelo con motivo de esta maniobra, y se ha visto que, a la velocidad de desplazamiento por el suelo de los aviones de 60 Km/h. y con un radio de giro de 45 m., la sobrecarga de estos elementos resistentes es tal que los esfuerzos que se presentan en dicha maniobra son el doble de los correspondientes a la carga estática o a los aterrizajes normales. Ello destaca la importancia del problema de ajustar las dimensiones de las curvas de enlace de las pistas de aterrizaje con las de rodadura, hasta el punto de que, si se pudieran prever por la adopción de diversas medidas, algunas de las cuales ya han sido indicadas, un margen de contactos del avión con el suelo sin llegar a los casos extremos considerados, y se pudiera adoptar un coeficiente de sobrecarga del suelo más bajo, sería preciso dar normas para aumentar el radio de estas curvas de enlace, con el fin de evitar que las curvas fueran las partes del firme en las que sería preciso contar con un coeficiente de trabajo más severo, con el correspondiente refuerzo de las mismas.

En la actualidad, las normas internacionales establecen que los radios de las curvas de enlace de los caminos de rodadura deben ser, cuando menos, iguales al ancho de aquéllos. De acuerdo con estas normas se han hecho los cálculos a que nos hemos referido, para un aeropuerto de tipo A, en el que los caminos de rodadura han de tener 30 m. de ancho.

Este problema de posible aumento del radio de las curvas de enlace se verá acrecentado si, como es de esperar, se trata de aumentar la velocidad de rodaje de los aviones por tierra.

Por todo lo que antecede se comprende el interés que debe haber en proveer a los aeropuertos de curvas de acuerdo en sus diversos caminos de rodadura con el máximo radio posible, sin que por ello se llegue en modo alguno a obtener extensiones de superficies pavimentadas demasiado grandes.

Cuando se cruzan dos pistas de aterrizaje que no deben servirse recíprocamente de pistas de rodadura, su intercepción será en ángulo vivo, ya que su curva de enlace no será necesaria y la conservación de este ángulo vivo puede servir de indicación a los pilotos

durante los vuelos diurnos de que no deben utilizar la pista de vuelo para su rodaje.

Si en la actualidad se tomara como coeficiente máximo de sobrecarga de los pavimentos el 1,1 de la carga estática, o sea, ésta más la sobrecarga que introduce la reacción del par motor, la cual es de 0,09, como se ha visto anteriormente, el radio de giro que podrían describir las aeronaves a velocidad de 60 Km/h. para llegar a esta misma sobrecarga máxima sería de:

$$\frac{P}{g} \times \frac{16'6^2}{r} \times 2'5 = 3 F$$

según la hipótesis hecha: $F = 0,1 P$:

$$r = \frac{16'6^2}{g} \times \frac{2,5}{0'3} = 236 \text{ m.}$$

luego, para no sobrecargar el firme por efecto de los virajes de los aviones a velocidad de desplazamiento de 60 Km/h. sería preciso que éstos pudieran describir trayectorias circulares de 236 m. de radio, el cual, como se ve, es muchísimo mayor que el que marcan las normas constructivas actuales de los aeropuertos.

Pendientes longitudinales de las pistas.—Las normas internacionales disponen un límite máximo para la pendiente longitudinal, total, del 1 %, y en tramos, de hasta el 1,25 % en los aeropuertos de clase A o B, y hasta el 1,5 % en los restantes. Este límite parece demasiado tolerante y no debe alcanzarse más que en casos muy extremos, porque obliga a un aumento bastante grande de la potencia necesaria en el despegue de los aviones, alargando su carrera y, por tanto, la longitud de las pistas, lo que quizás contrarresta la economía que pueda obtenerse por la reducción del movimiento de tierras.

En el caso de la toma de tierra en el sentido de la pendiente, se aumenta también considerablemente el recorrido de la aeronave o la sobrecarga a la que habrá de someterse a los frenos.

Las normas internacionales son imprecisas, por lo que a cambio de pendientes se refiere, ya que aconsejan que no existan pendientes en sentido contrario y admiten la posibilidad de las mismas por razones constructivas.

Es muy interesante la cuestión de la visibilidad en las pistas de un aeropuerto, tanto de aterrizaje como de rodadura. Como esta visibilidad puede venir dis-

minuída por las pendientes longitudinales que se adoptan en los distintos caminos, se hace en este apartado el correspondiente estudio. Las normas internacionales no llaman la atención sobre este punto más que al reglamentar las pendientes de los caminos de rodadura, estableciendo que la visibilidad mínima en los mismos, debe alcanzar a 300 m. desde un punto situado a 3 m. de altura sobre el pavimento, y, por referirse a caminos de rodadura, fijan una longitud de 300 m., para permitir con ella la detención de la aeronave en el caso de que se presente algún obstáculo.

Aunque en las pistas de vuelo el servicio que dirige el tráfico del aeropuerto debe preocuparse y ser responsable de que no haya ningún obstáculo dentro de las mismas cuando van a ser utilizadas por alguna aeronave, sería muy conveniente fijar márgenes para que, si no en toda longitud, en la mayor parte de ella fueran visibles desde sus correspondientes extremos para un punto situado a la altura de 3 m., ya fijada. No obstante, esta condición no se cumple en todos los perfiles longitudinales admitidos por las normas, como se puede ver en el croquis representado en la figura núm. 10, para el caso de pistas con pendientes

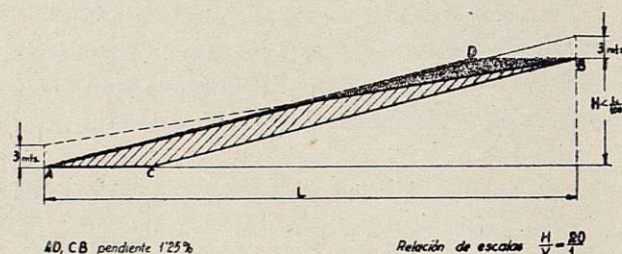


Fig. 10

en un solo sentido. Según en el mismo se indica, para tramos de pista en los que la pendiente sea superior al 1 % habría que introducir la limitación de que todo el perfil longitudinal de la pista esté por debajo de la línea visual a 3 m. de la altura en cada uno de los extremos de la pista. Esta condición es fácil de cumplir en las pistas cuya pendiente longitudinal sea solamente en un sentido, ya que, como se ha dicho anteriormente, se deberá procurar estén lejos de la pendiente máxima admitida. Serán buenos todos los perfiles comprendidos dentro de la superficie rayada, pero no pueden admitirse, para que cumplan estas condiciones de visualidad, los perfiles de las super-

ficies punteadas, a pesar de tener sus pendientes dentro de lo establecido por las normas ya mencionadas de no existir un desnivel total superior al 1 % y pendientes mayores del 1,25 % en los aeropuertos de clase A o B, o del 1,5 % en los restantes.

En cambio, si se presenta el caso necesario, por razones constructivas, de adoptar pendientes longitudinales de las pistas en sentidos contrarios, la resolución del problema de visibilidad total de las pistas es más complejo.

El planteamiento general del problema será el siguiente:

Sea A el origen de una pista y sus coordenadas A (O, h_A).

Las coordenadas del otro extremo B serán sensiblemente:

$$B(L, h_B), \text{ siendo } |h_B - h_A| < \frac{L}{100}$$

prescindiendo de la corrección de la proyección horizontal necesaria.

Las rectas que definen las líneas de visión son:

$$\frac{\alpha}{L} - \frac{y - h_A}{h_B + 3 - h_A} = 0$$

$$\frac{\alpha}{L} - \frac{y - h_A - 3}{h_B - h_A - 3} = 0$$

Por tanto, la cota y de cualquier punto intermedio no podrá superar a la menor que se obtenga substituyendo el correspondiente valor de α en las dos ecuaciones precedentes. La pendiente de ningún tramo será superior a 1,25 % ó 1,5 %, según se ha indicado anteriormente.

En el caso de pistas con pendiente uniforme, esta condición será suficiente para que sea visible toda la pista desde cualquier punto situado a 3 m. sobre su rasante, si no se emplean en ningún tramo de ellas pendientes superiores al 1 %.

Si las pistas están proyectadas, por necesidades constructivas, con pendientes de sentidos contrarios, la limitación de las ecuaciones anteriores da la condición de que desde un extremo de la pista sea visible el otro, pero puede haber tramos de pista que no sean visibles desde sus extremos. La condición que establecen las normas de que la diferencia de las pendientes a lo largo de la pista, en cualquier punto no sea superior al 1 %, es una limitación que favorece

esta condición de visualidad. No obstante, en la limitación debería estipularse que la superficie de la pista fuese visible a una distancia de 900 m. (600 para la toma y 300 para el frenado) desde un punto situado a 3 m. de altura de la superficie.

También debe tenerse en cuenta la conveniencia de que ópticamente el piloto vea con continuidad las señales que marcan las pistas, es decir, las franjas centrales de las mismas, en el caso de día, y luces de balizamiento laterales, en el caso nocturno. En este caso último, presenta también un problema digno de tenerse en cuenta el espaciamiento necesario entre las diversas luces. La sensación de altura y de distancia a la pista la obtiene el piloto por la perspectiva de las lineaciones de luces, por lo que se comprende fácilmente la conveniencia de normalizar esta distancia entre señales luminosas, para que la impresión del piloto sea la misma en cualquier aeropuerto al que llegue. Dificultan esta distribución regular de las luces de límite de pistas los cruces de pistas con otras de vuelo o de rodadura, por no existir en la actualidad un tipo de baliza que no constituya en absoluto obstáculo para el rodaje por encima de ellas. Si se pudiera encontrar un tipo de luz que cumpliera estas condiciones, se podría mantener el módulo de distribución de las luces aun dentro de las zonas afirmadas; en caso contrario, es muy conveniente, al estudiar la forma en planta de las pistas de un aeropuerto, tener en cuenta que se pueda mantener el módulo de distribución de luces sin que ninguna se tenga que situar en el interior de una pista. No hacemos más que señalar este problema, para destacar su importancia y por la relación que tiene con la forma en planta que se adopte para los aeropuertos. Su resolución está íntimamente ligada con la de la general de señales.

Resumen de los esfuerzos transmitidos por los aviones a los pavimentos, en sus diversas maniobras.—En los párrafos anteriores se han estudiado las diversas maniobras que efectúa un avión en un aeropuerto, desde el punto de vista de los esfuerzos que transmiten a los pavimentos de los mismos. Según se ha visto, los esfuerzos más duros pueden presentarse en la maniobra de toma de tierra, pero la presentación de los mismos lleva consigo la realización de la operación en condiciones tan extremas que parece lógico se consideren tales casos como accidente y no se tengan en

cuenta a los efectos del cálculo de los espesores de los firmes. Esta idea de considerar tales casos extremos de aterrizaje excluidos para el cálculo de los pavimentos, viene confirmada por el hecho de que en las últimas publicaciones sobre construcción de aeropuertos, no se hace ya ninguna mención del coeficiente de impacto en la toma de tierra, lo que hace suponer que aquél se considera igual a la unidad; es decir, la no existencia de carga, considerando, como se ha visto anteriormente, que la velocidad máxima de descenso del avión en el momento en que sus ruedas toman contacto con el suelo será de 1,83 m/s., aproximadamente.

En este supuesto, la maniobra que más sobrecarga los pavimentos, tal como se ha visto, es la de viraje. Si se estudia la forma en planta de los aeropuertos con arreglo a las normas internacionales actuales, esta sobrecarga es igual a la carga estática, y es necesario, por tanto, el cálculo de los pavimentos con un coeficiente de trabajo de 2. Este mismo coeficiente de trabajo es el indicado en muchos libros de construcción de aeropuertos, para que sea tenido en cuenta como coeficiente de impacto en la toma de tierra, por lo que se llegaría a una unidad de sobrecarga en todas las zonas de los pavimentos. No obstante, sería muy conveniente que se gestionara la modificación de la reglamentación de la construcción de aeropuertos, en el sentido de aumentar lo más posible los radios de las curvas de enlace en los distintos caminos, con el fin de que se pudiera disminuir este coeficiente de sobrecarga, disminuyendo con ello, como es natural, el precio de coste de la pavimentación de un aeródromo.

No se ha hecho objeto de este trabajo el estudio del aumento producido en la presión de inflado de los neumáticos por efecto del impacto en el aterrizaje. Este aumento es función de la velocidad con que se transmite la carga a los neumáticos, y está, por tanto, relacionado por esta velocidad con el coeficiente de impacto. Las distintas casas fabricantes de neumáticos han realizado estudios sobre tal influencia, y se ha llegado a fijar curvas de sobrepresión de inflado en función del coeficiente de impacto alcanzado, las cuales se pueden ver en los diversos trabajos especiales publicados sobre esta materia. Para el coeficiente de impacto que antes se ha indicado se adopta como medio generalmente en los diversos trabajos de cons-

trucción de aeropuertos, de 2, el aumento de la presión en los neumáticos es de 0,50 veces la nominal de los mismos. Por tanto, para el cálculo de los espesores de pavimentos necesarios en el caso de la toma de tierra, habrá de tenerse en cuenta esta sobrepresión de inflado. Asimismo, se considerará el aumento de presión sobre la superficie del terreno producido por efecto del dibujo de la cubierta, el cual, como se ha dicho anteriormente, ha sido fijado de modo más general por la introducción de un coeficiente de 1,1 sobre la presión de inflado.

Queda únicamente por tener en cuenta, para el cálculo de los pavimentos, la sobrecarga que se produce por efecto de la absorción del par de los motores de que están dotados los aviones, cuando aquéllos son rotativos, en las maniobras de prueba de los mismos y de despegue. Como se ha visto, esta sobrecarga no alcanza el 10 % de la carga estática del avión, de modo que es excesiva la cifra del 25 % que se indica para esta sobrecarga en las normas internacionales para la construcción de aeropuertos.

Finalmente, es aconsejable, para el cálculo de los espesores de los pavimentos de los aeropuertos, determinar el que necesitan las distintas maniobras por separado, y adoptar entre ellos el que parezca más conveniente, por las distintas razones económicas, constructivas, etc., que han de tenerse en cuenta, haciendo la estimación de los márgenes máximos de maniobra que permite este espesor de pavimento adoptado en las restantes, proyectando todo el aeropuerto. Armónicamente, de acuerdo con estas maniobras admisibles, y teniendo siempre en cuenta que sean fácilmente soportadas las solicitaciones que se ha visto en este trabajo, son frecuentes que se presenten.

Pavimentos de aeropuertos.—Como se ha dicho anteriormente y se ha podido comprobar por el cálculo de los esfuerzos a que son sometidos los suelos por efecto de las maniobras de las aeronaves en los aeropuertos, hay muy pocos terrenos naturales que puedan soportar de un modo duradero tales esfuerzos, sobre todo, si la intensidad del tráfico es grande. Como se ha visto, los aviones someten al suelo a esfuerzos de compresión verticales y a fuerzas de rozamiento tangenciales; estas últimas son las que más difícilmente pueden ser soportadas por los terrenos naturales. De todas formas, la composición de los esfuerzos, vertica-

les y horizontales, da una resultante del esfuerzo total, aplicado por la rueda del avión, que puede llegar a tener una inclinación con el terreno de unos 39° , es decir, la generatriz del cono de posible deslizamiento de la parte de terreno sometida a esfuerzo queda muy próxima a la superficie de éste, por lo que se producen en el mismo fallas casi horizontales muy próximas a la superficie, que motivan que la capa superficial quede suelta y que termine por disgregarse por completo cuando se repiten los esfuerzos. Por todo lo que antecede, se comprende la necesidad de dotar a los aeropuertos de pavimentos especiales que resistan perfectamente tales esfuerzos.

Los pavimentos de un aeropuerto han de constar de una capa de rodadura o desgaste resistente al esfuerzo de rozamiento y de las capas necesarias para que se efectúe la transmisión de los esfuerzos que soporta la capa de desgaste hasta el terreno natural, rebajando la intensidad de dichos esfuerzos a la que puede soportar dicho terreno.

Para la obtención de diversas capas mencionadas se han empleado en la construcción de pavimentos de aeropuertos todos los diversos materiales que son de uso común en la técnica general de construcción de pavimentos. Como solución de urgencia empleada principalmente en guerra, se han utilizado pistas metálicas; éstas soportan principalmente los esfuerzos tangenciales, y dejan al terreno natural únicamente la misión de soportar los esfuerzos verticales, con lo que, por lo que se ha visto anteriormente, se puede conseguir que la disgregación del terreno natural o no se produzca o se retrase considerablemente. Se han creado comercialmente diversos tipos de estas pistas, sacrificando algunas de sus cualidades a otras también necesarias, tales como las de facilidad de transporte y montaje, posible recuperación, etc. No hacemos mayores consideraciones sobre este tipo de pistas por ser de uso limitado a casos de excepción.

Los restantes tipos de firmes empleados en aeropuertos de instalación permanente pueden clasificarse en dos grandes grupos, denominados, según su forma de trabajo, rígidos y flexibles. Los pavimentos rígidos son aquéllos que no siguen en su movimiento a la capa inmediata inferior a ellos, cuando aquélla se modifica por cualquier causa. En ellos, además, la deformación que suponen por efecto de los esfuerzos a

que los someten los aviones es muy pequeña; normalmente no alcanza el orden de 10^{-3} mm. En los firmes flexibles la deformación es apreciable y puede considerarse la media de 5 mm., y la máxima admisible de 12,5 mm. Además, siguen a las capas inferiores del pavimento en cualquier movimiento que puedan experimentar. Los firmes rígidos están compuestos de materiales que, por admitir resistencia a la compresión y a la tracción, pueden ser sometidos a solicitaciones compuestas. Por el contrario, los firmes flexibles no pueden efectuar trabajo en la mayor parte de sus elementos constitutivos más que para esfuerzos de compresión, y es muy escasa su resistencia a la tracción, limitada casi únicamente a la necesaria para que no se produzca la disgregación de los elementos que constituyen el firme.

Todos los pavimentos han de constar de tres capas esenciales. La capa superficial o capa de rodadura o desgaste; la capa intermedia o firme, y la capa inferior o cimienta de distribución de esfuerzos hasta alcanzar la intensidad de los mismos que pueden ser soportada por el terreno, bien natural o bien mejorado, si ello es necesario.

En los pavimentos rígidos las dos capas primeras se confunden en una sola, e incluso la mayor parte de las veces se prescinde de la construcción de la tercera; es decir, constan de una sola capa de hormigón de cemento que hace de superficie de rodadura y llega a transmitir unos esfuerzos al terreno inferiores a los que él mismo puede soportar. En este tipo de firmes, por la pequeña flecha que experimenta al deformarse, no se aprovecha al máximo, ni mucho menos, la capacidad soportante del terreno, por lo que debe construirse un pavimento más resistente en sí, ya que ha de soportar, casi por sí solo, los esfuerzos a los que es sometido por los aviones, pues el terreno casi se limita a hacer la función de apoyo del pavimento. La falta de flexibilidad de estos firmes tiene también influencia en aumentar el esfuerzo final máximo, en el caso de la toma de tierra, pues, aunque no ha sido tenida en cuenta la deformación del firme para los cálculos que se han hecho anteriormente de absorción de la fuerza viva descendente del avión, su influencia debe ser apreciable y la causa por la que en la práctica todos los usuarios de las pistas de los aeropuertos encuentran que los firmes de hormigón son más

«duros» y les resultan menos agradables que los tipos de pavimento flexible.

En los pavimentos de tipo rígido, ha de cuidarse la necesidad de dotarlos de las convenientes juntas de dilatación, y entonces se presenta el problema de dar continuidad al pavimento, aun a pesar de estas juntas. Se han ideado diversos tipos de juntas, casi todas ellas basadas en las empleadas para los firmes destinados a usos distintos de aeropuerto. Al principio de la construcción de firmes pavimentados, estas juntas se limitaban a masas del material del hormigón empleado que penetraban en las placas adyacentes solapándose horizontalmente. Estas juntas constituyen puntos débiles del pavimento que hacían necesarios unos refuerzos del mismo, bien locales o bien generales, teniendo en cuenta el caso de carga de las plazas en un borde. La práctica ha demostrado que todos estos tipos de juntas no estaban bien logrados, y, por ello, se empezó a generalizar el tipo de junta metálica, consistente en un número determinado de barras colocadas horizontalmente no sujetas a la masa de ninguna de las placas que las contienen y situadas con la holgura necesaria para permitir las dilataciones que pueden presentarse. De modo que sólo cumplieran la misión, buscada, de hacer solidarias todas las placas adyacentes en las deformaciones que puedan experimentar. Este problema de las juntas de dilatación podría resolverse también construyendo los pavimentos de hormigón de cemento en dos placas de capas superpuestas para obtener el espesor total necesario, contrapeando las juntas precisas en ambas capas. Esta disposición constructiva, no experimentada, puede tener la ventaja de empleo en las capas inferiores de un hormigón de inferior calidad en razón a los menores esfuerzos a que está sometida la mencionada capa. Puede quizá ahorrarse el mayor coste de mano de obra con la reducción de la misma que se hará al simplificar las juntas de dilatación y con el menor coste de la capa inferior, por ser su calidad más baja. No se tiene noticia de que haya sido empleado este sistema de firmes y, por tanto, se desconoce su comportamiento en la práctica.

Las pistas flexibles tienen como elemento constitutivo principal, rocas naturales fraccionadas de diversos tamaños. Las características de estas rocas deben ser las especificadas por los diversos tratados sobre

estos tipos de firmes. La capa superficial puede ser sencillamente un macadam con constituyentes de pequeño trabado en seco, rejuntado con un riego de penetración de material asfáltico y defendido para los agentes exteriores de todo orden por un riego de sellado con el material adecuado. En todo caso esta capa superficial es conveniente sea construida como capa de rodadura provisional en tanto se aumenta el tonelaje de los aviones en servicio, para permitir pequeñas deformaciones permanentes que, por diversas causas, se pueden presentar en el firme y que de este modo podrán ser subsanadas debidamente al construir la capa de rodadura definitiva, la cual debe ser de hormigón asfáltico u otro tipo análogo de pavimento. Pues la capa de rodadura provisional sirve como ligante entre la definitiva y las capas inferiores; el espesor de la superficie de rodadura definitiva, según las diversas normas, será de 50 mm. como mínimo, y podrá alcanzar espesores superiores, según lo exijan las condiciones especiales de resistencia del terreno y dificultades constructivas que se presenten en las capas inferiores. Este tipo de firme tiene la ventaja de ser fácilmente reforzable con aumentos posteriores del espesor, si el incremento de las solicitudes de los pavimentos lo exigiera. La capa intermedia o firme, debe ser un macadam de dimensión normal (5 a 7 cm.); se puede ver, por los cálculos de resistencia, que su espesor no es preciso sea superior a 15 cm. El trabado de esta capa es suficiente normalmente con que se haga en seco. La capa inferior o cimiento es la que normalmente debe variar de espesor según las condiciones del terreno de que se trate. Puede estar constituida por piedra partida de dimensiones mayores que las de las capas superiores, vertida a granel y consolidada en seco, e incluso, en casos en que el suelo o subbase lo exija, por piedra de gran tamaño, colocada a mano y concertada debidamente. En todo caso debe hacerse la precisa consolidación mecánica de esta capa. Una de las ventajas del tipo de firme flexible es la separación real existente entre las tres capas mencionadas; ello permite emplear en cada una de ellas, si las razones económicas lo aconsejan y las disponibilidades de materiales lo permiten, diversidad de calidades de éstos, para cada una de ellas, de acuerdo con los esfuerzos decrecientes que se transmiten a las mismas. Además,

presentan la ventaja ya indicada de seguir al suelo en sus deformaciones, denunciando rápidamente las fallas que se puedan presentar en el mismo y permitiendo, asimismo, con facilidad su reparación, lo cual evita roturas de firme que pueden presentarse en el caso de que las condiciones supuestas en el suelo, a los efectos de los cálculos de resistencia, no sean exactas o se modifiquen substancialmente.

Cuando se dota a los aeropuertos de pavimentos de tipo asfáltico, hay que tener en cuenta la conveniencia, aconsejada por las normas, de construir capas superficiales inatacables por los combustibles y lubricantes que se puedan verter en todas las zonas de los pavimentos en que se ha de prever un estacionamiento de los aviones. La inalterabilidad del alquitrán a estos agentes es suficiente, de modo que puede construirse el mismo firme de tipo general adoptado en el aeropuerto, substituyendo en dichas zonas únicamente el betún asfáltico empleado por alquitrán. También se puede hacer la substitución del riego asfáltico de penetración por un riego de mortero de cemento, el cual hace la misma labor de relleno de huecos y aumento de trabazón de los elementos del macadam y presenta superficie inatacable por los agentes mencionados y algo rugosa, lo que suele ser ventajoso por tratarse en casi todos estos puntos de zonas de detención y maniobra. El macadam destinado a ser rejuntado con riego de mortero de cemento debe estar muy bien clasificado y cuidadosamente consolidado en seco; estas

dos condiciones son la base del buen éxito de tales pavimentos. Las variaciones de volumen que pueden presentarse por los cambios de temperatura no resquebrajan el pavimento, ya que el mortero queda distribuido en hebras muy finas, relleno los huecos de las piedras. Este pavimento fué empleado hace ya más de 15 años en el Aeropuerto de Barajas, y ha dado buen resultado. En la actualidad se ha empleado en la construcción de las zonas de detención del Aeropuerto Transoceánico de Barcelona; en el tiempo transcurrido desde su construcción, ya casi cinco años, en algunas de sus partes su resultado ha sido bueno.

Con todas las consideraciones anteriores consignadas en este trabajo, sólo se ha intentado bosquejar la índole especial de los problemas que se presentan al proyectar los pavimentos de los aeropuertos, destacando la influencia que tiene en ellas el aeroplano o máquina de que ha de utilizarlos. Asimismo se ha puesto de relieve la poca antigüedad de esta técnica de construcción de aeropuertos, la que, junto con la rápida y permanente evolución que está efectuando el tráfico aéreo, hace que las normas que se establecen se queden pronto anticuadas. Indicamos la conveniencia de hacer limitaciones en determinados sentidos, como es natural, sin perjudicar el servicio y progreso de la Aviación, que debe ser el móvil y aspiración de todos los que nos dedicamos a la técnica aeronáutica.

Prat de Llobregat, mayo de 1950.

Finalizada esta exposición son aprobadas las conclusiones propuestas en el trabajo, pasándose a leer el núm. 260:

N.º 260. - Pavimentos flexibles con mezclas bituminosas en los aeropuertos españoles

Autor: D. JULIO PÉREZ FRADE

Ingeniero Industrial y Aeronáutico

PISTAS PLÁSTICAS

GENERALIDADES

1. Aparte los pavimentos especiales, tales como el de hormigón pretensado construido en el aeropuerto parisino de Orly, pueden distinguirse dos grupos generales de pavimentos, denominados «rígidos» y «flexibles», respectivamente.

En general, todos los pavimentos se componen de un árido y de un aglomerante. Si el aglomerante conserva propiedades elásticas después de haber alcanzado su estabilidad en el pavimento, éste se denominará «flexible», y, en el caso contrario, el pavimento será «rígido».

Como aglomerante se utilizan, para los pavimentos flexibles, el asfalto y los alquitranes; en los pavimentos rígidos, el aglutinante es el cemento «portland».

DEFINICIONES

Pavimentos.—Superficies construidas con materiales elaborados y asentados sobre el terreno, y capaces de resistir el desgaste producido por el uso y los agentes atmosféricos.

Pavimentos flexibles.—Aquéllos que pueden deformarse en pequeña escala por efecto de las cargas, y que vuelven a su anterior estado cuando cesa la causa de la deformación. Se desprecia la flexión.

Pavimentos rígidos.—Aquéllos que no pueden deformarse sin rotura. El esfuerzo principal se transmite por flexión.

Sub-base o terreno.—Natural o mejorado convenientemente por la adición de algún nuevo material sobre el que descansa directamente la base del pavimento.

Base o cimienta.—Es la capa inferior del pavimento que descansa sobre la sub-base y que sirve de soporte o cimienta al firme. En algunos casos el propio terreno sirve como base.

Firme.—Zona del pavimento comprendida entre la capa de rodadura y la base; es la que transmite a esta última los esfuerzos producidos por la primera.

Capa de rodadura.—Zona superficial del pavimento capaz de resistir el efecto de desgaste producido por el tráfico y los agentes atmosféricos.

NOTA.—Los norteamericanos distinguen en los pa-

vimientos tres partes, a saber: sub-base, base o zona de unión («binder course») y superficie. Hemos creído conveniente dividir lo que ellos llaman base, en cimientito y firme, para adaptarnos mejor a los términos adoptados en nuestro país.

Áridos o agregados.—Materiales tales como grava, piedra machacada y escoria, que forman parte de los pavimentos.

Asfalto.—Material de cementación, sólido o semi-sólido, constituido, predominantemente, por betunes naturales o procedentes de la destilación del petróleo o de sus derivados.

Asfalto refinado.—El asfalto sometido a un procedimiento de refinado.

Cemento asfáltico (AC).—Mezcla de asfalto refinado y de «fluxoil», de consistencia conveniente para pavimentar. Su penetración es de 5 a 350.

«Cut-back» asfáltico.—Cemento asfáltico fluidificado con volátil ligero; en las condiciones atmosféricas el volátil se evapora y queda el cemento asfáltico.

«Cut-back» rápido (RC).—«Cut-back» fluidificado con gasolina o nafta.

«Cut-back» medio (MC).—«Cut-back» fluidificado con keroseno.

«Cut-back» lento (SC).—Es un cemento asfáltico de penetración 100, ablandado con el aceite de destilación no volátil.

Asfalto emulsionado.—Cemento asfáltico emulsionado en agua o que contiene pequeña cantidad de ella.

Alquitrán.—Producto de destilación de hulla, lignito u otras materias carboníferas, que se usa en los pavimentos, por sus propiedades aglutinantes.

«Fluxoil».—Aceite no volátil, viscoso y denso, que se recoge en la destilación del petróleo después de los productos volátiles ligeros. Se usa para ablandar asfaltos demasiado duros, y darles la consistencia conveniente.

Betún.—Parte del asfalto o alquitrán que es soluble en el sulfuro de carbono.

MEZCLAS BITUMINOSAS

2. Los métodos de construcción de pavimentos bituminosos se han modificado en los últimos años al disponerse de maquinaria especial, pasando a ser los

riegos un tratamiento anterior o posterior a los verdaderos tratamientos bituminosos.

Actualmente empiezan en España a utilizarse en casi todos los pavimentos flexibles de aeropistas y autopistas los aglomerados asfálticos mezclados en máquinas especiales.

En líneas generales está constituida una planta asfáltica por dos unidades, a saber: la que elimina la humedad y llena el árido a la temperatura conveniente (calentadora), lo que se consigue con un quemador de «fuel» o «gas-oil», hacia el que avanza el material movido por las paletas de un tambor rotatorio. El polvo coloidal arcilloso se elimina cerca de la boca de salida del árido caliente, por medio de un ventilador centrífugo que crea en la chimenea de salida de humos la depresión conveniente. Los áridos calentados pasan a la *mezcladora*, donde se encuentra parado el material asfáltico a la temperatura deseada, y que se mezcla con el árido caliente en la batidora. También se añaden aquí los finos necesarios (fillero rellenador).

La mezcla obtenida se transporta al lugar de empleo utilizando diferentes medios (volquetes, «dumper», etcétera), y es extendida generalmente por medio de acabadoras-vibradoras, que restablecen la temperatura de la mezcla al ir extendiendo; dan una primera consolidación por vibración de la capa extendida y acaban perfectamente la superficie con arreglo al perfil elegido (figs. 1 y 2).

CLASIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS

3. Variando las proporciones de betún y de árido y utilizando diferentes tipos de unos y de otros se pueden conseguir muchos tipos de pavimentos bituminosos. Atendiendo al tipo de árido usado, los divide la Barber-Greene Company en cinco clases diferentes:

MEZCLAS CON ÁRIDOS GRADUADOS TEÓRICAMENTE

Hormigón asfáltico («Bituminous Concrete»).

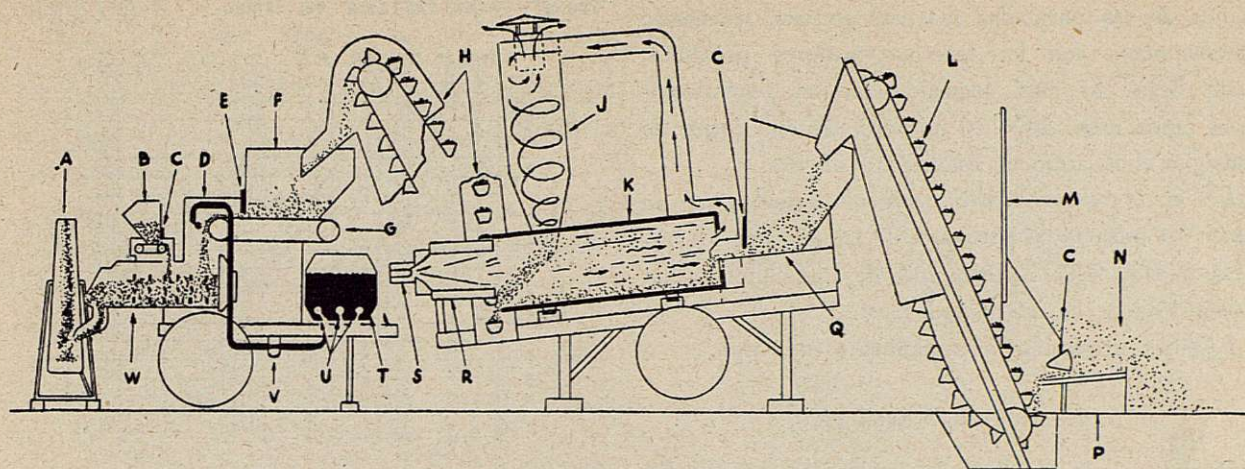
Mortero asfáltico («Sheet Asphalt»).

MEZCLAS CON ÁRIDOS NO GRADUADOS TEÓRICAMENTE

Mezclas abiertas.

Mezclas densas con piedra.

Mezclas densas con arena.



- | | | |
|---|-----------------------------------|----------------------------|
| A - Cinta transportadora de descarga. | H - Elevador de áridos calientes. | Q - Alimentador del tambor |
| B - Alimentador de finos. | J - Colector de polvo. | R - Cámara de combustión. |
| C - Ventana graduable para finos. | K - Tambor. | S - Quemador |
| D - Cámara de riego. | L - Elevador de frios. | T - Depósito de asfalto. |
| E - Ventana graduable áridos calientes. | M - Pared de contención. | U - Tubos de calefacción. |
| F - Tolva de áridos calientes. | N - Agregado frío. | V - Bomba graduable. |
| G - Corredera alimentadora. | P - Alimentador de frios. | W - Batidora. |

ESQUEMA DE UNA PLANTA PARA MEZCLAS BITUMINOSAS

Figura 1

EXTENDEDORA ACABADORA PARA MEZCLAS ASFÁLTICAS

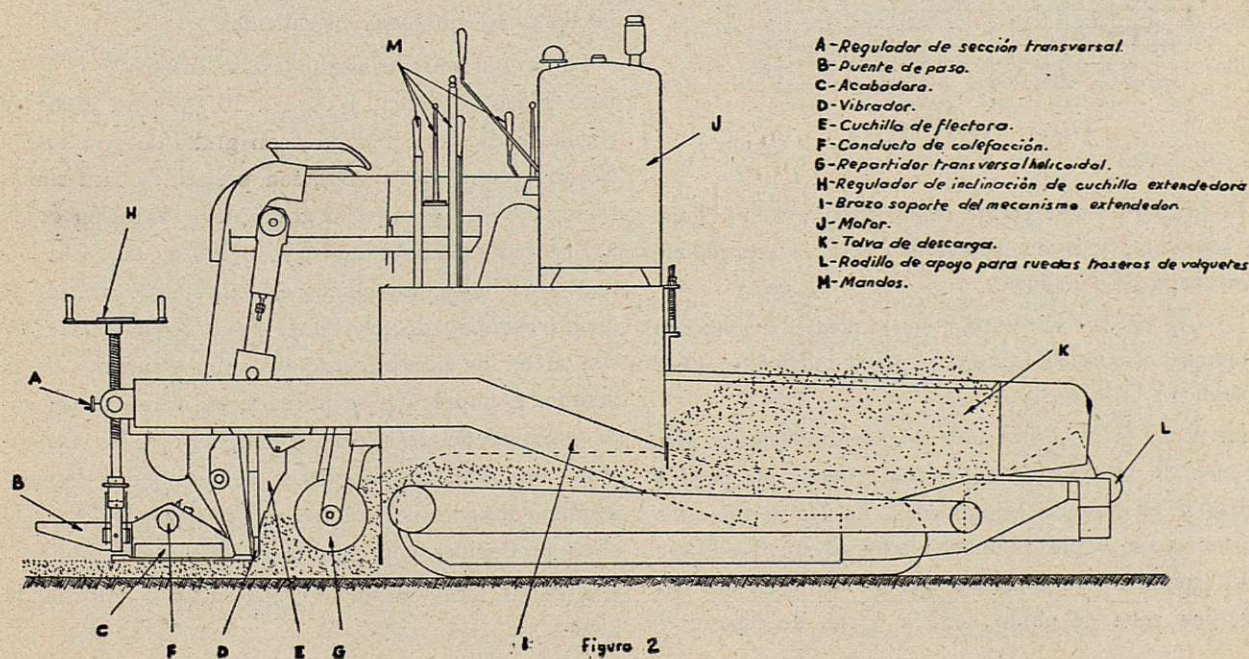


Figura 2

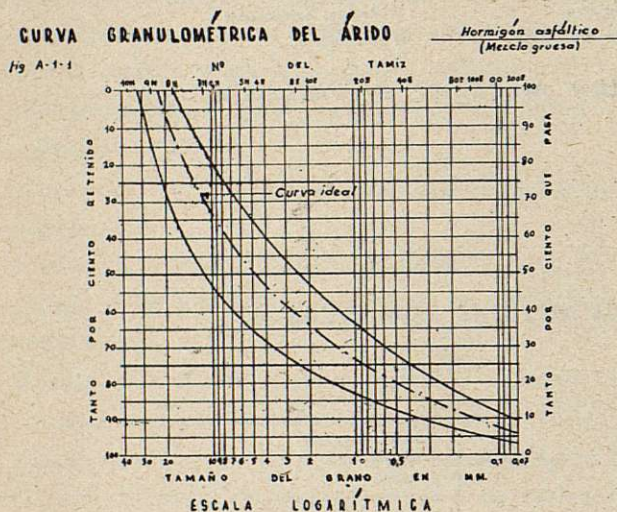
La graduación teórica es aquella en la que los tamaños de las partículas mayores se van rellenando sucesivamente con los tamaños menores próximos, hasta llegar al más pequeño, que es generalmente el tamiz núm. 200 (76 micron). De esta forma se consigue el máximo de estabilidad interna.

Los no graduados teóricamente son aquéllos que no tienen las mismas proporciones de tamaño que los anteriores. Hay falta o predominio de algún tamaño, no consiguiéndose la estabilidad ideal.

Pasemos a estudiar separadamente cada tipo.

A. 1.—HORMIGÓN ASFÁLTICO.

Es una mezcla asfáltica de graduación teórica. En las figuras A-1.1 y A-1.2 se dan las curvas granulométricas para hormigón asfáltico de mezcla gruesa y fina.

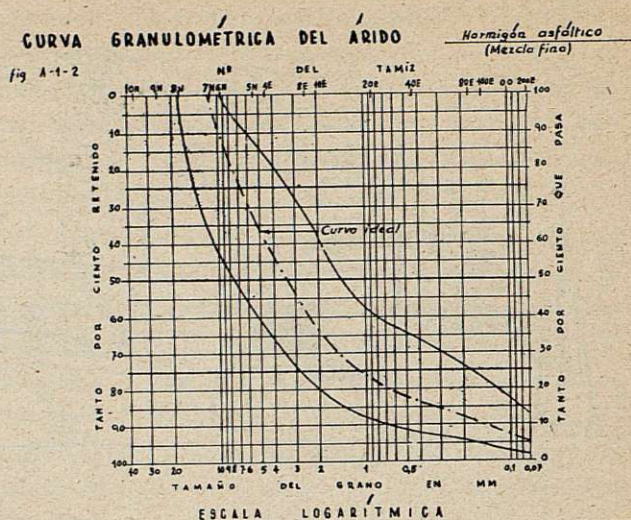


El primero puede servir como firme y como chapa de rodadura, y el de mezcla fina sólo es aconsejable como capa de rodadura.

Los agregados necesarios son: piedra machacada a tamaño conveniente, arena y polvo rellenados. (Ver Apéndice.)

La A. S. T. M. (American Society for Testing Materiales) da 11 tipos de agregados gruesos que pueden utilizarse en mezclas bituminosas. En los aeropuertos únicamente se emplean tamaños hasta de cm. (1 y 1/4").

El pavimento se construye generalmente en dos capas, una zona de unión de 3 a 6 cm. de espesor y



una capa de rodadura con agregados más finos, oscilando desde 2 a 4 cm. En las aeropistas, generalmente basta con una capa de 4 a 6 cm.

Los áridos se calientan para eliminar la humedad hasta que queda con el 0,5 al 1 %, y se eleva su temperatura desde 120° a 150° C., con el fin de conservar el betún en condiciones durante la mezcla y extendido.

En estas mezclas se usa cemento asfáltico, el cual se suele fundir a altas temperaturas (de 120 a 180° C.) y deja de ser trabajable cuando se enfría a la temperatura ambiente. Deben ser mezcladas, extendidas, compactadas y terminadas en caliente.

La proporción de asfalto oscila entre 3,5 y 8 %, para zonas de unión, y de 5 a 10 %, para capas de rodadura. Los más blandos, con grado de penetración elevado (entre 120 y 150), son preferidos para climas fríos; los más duros, con grado de penetración de 80 a 100, para climas cálidos, y de 100 a 120, para climas moderados. En climas extremos debe usarse cemento asfáltico de muy baja penetración (60 a 80), con el fin de prevenir excesivo ablandamiento en el verano. Siempre que se pueda debe utilizarse cemento asfáltico de gran penetración, excepto en las cabezas de pista, en las que se debe emplear cemento asfáltico más duro para impedir deformaciones excesivas producidas por el giro de los aviones para colocarse en posición de despegue o para salir de la pista.

A. 2.—TOPEKA (MORTERO ASFÁLTICO RELLENO CON PIEDRA)

Es un tipo intermedio entre el hormigón y el mortero asfáltico, y un excelente tipo de mezcla en caliente para capa de rodadura de las pistas.

Se compone de 15 a 35 % de agregado grueso comprendido entre 1,25 cm. y el tamiz núm. 10; 65 a 85 % entre el tamiz núm. 10, y del cual del 3 al 8 % pasa al tamiz 200.

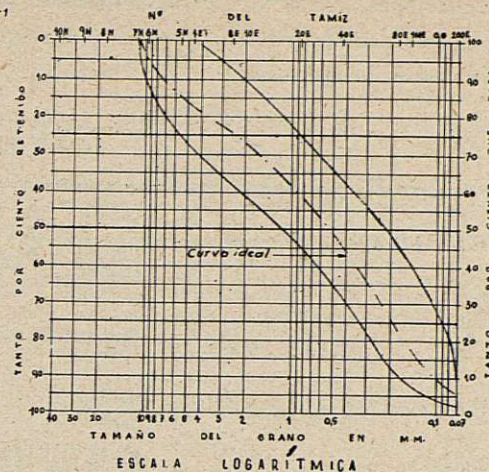
Se usa del 5 al 8 % de A. C. de análogas condiciones de penetración que el empleado para el hormigón asfáltico.

Las temperaturas de mezcla oscilan entre 120° C. y 160° C., y como mínimo de 110° C. a 150° C., antes de extenderse en la pista.

En la figura A-2.1 se da el diagrama logarítmico, en el que se debe estar comprendido el árido.

CURVA GRANULOMÉTRICA DEL ÁRIDO Topeka

fig A-2-1



A continuación damos las características de algunos pavimentos construidos con hormigón asfáltico y Topeka.

CUADRO A 2-1

LOCALIDAD	Clase	Cemento asfáltico			Agregado			Rellenador pasa # 200	Temperatura de aplicación	Espesor
		%	Penetración a 77° F	Temperatura	Pasa 1" Ret. # 1/2"	Pasa 1/2" Ret. # 4	Pasa # 4 Ret. w 100			
Washington.....	H. A	6,0	70-80	—	8,5 %	42,5 %	45,5 %	3,5 %	300 F	1 1/2"
Nebraska.-Aeropuerto..	H. A	5,1	180-250	—	2,4 %	30,0 %	62,0 %	5,6 %	300 F	2"
Oklahoma.-Aeropuerto.....	H. A	7,0	120-150	—	—	11,6 %	81,2 %	7,2 %	290 F	2"
Santiago de Compostela. - Aeropuerto.....	H. A	6,0	80-100	280° F	4,25 %	25,80 %	63,45 %	6,5 %	230 F	2 2/5"
Columbia. - Aeropuerto.....	Topeka	4,5	120-150	—	—	6,8 %	89,7 %	3,5 %	250 F	2"
Moultrie, Ga. - Aeropuerto.....	Topeka	5,0	85-100	—	—	35,3 %	60,8 %	3,9 %	230 F	1"

A. 3.—MORTERO ASFÁLTICO.

En el mortero asfáltico el agregado consiste únicamente en arena de tamaño inferior al tamiz núm. 4 que contenga del 9 al 16 % de polvo relleno que pasa por el tamiz núm. 200. Este último proporciona la estabilidad, relleno los pequeños huecos de la arena.

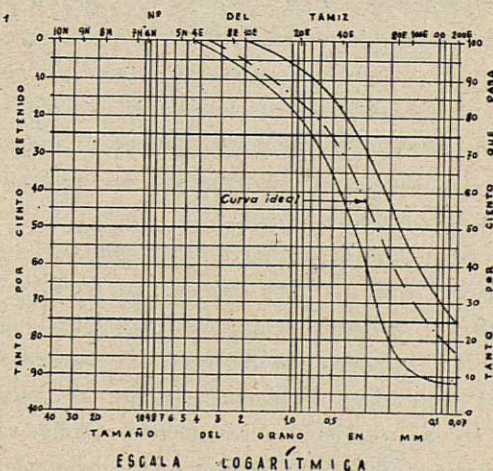
La cantidad de A. C. es del 9 al 12 %, y penetración de 60 a 85, según las condiciones climatológicas.

La temperatura de mezcla es de 130° a 170°, y debe extenderse a una temperatura no inferior a 120°.

El mortero asfáltico es una mezcla muy densa y debe usarse especialmente sobre una capa de unión de hormigón asfáltico. La impermeabilidad del pavimen-

CURVA GRANULOMÉTRICA DEL ÁRIDO Mortero asfáltico

fig A-3-1



to es grande. A pesar de ello su uso queda reducido a las poblaciones, donde va siendo desplazado por el hormigón asfáltico, de más consistencia y menos aptitud para los deslizamientos.

En la figura A-3.1 puede verse el diagrama logarítmico del árido correspondiente a este tipo de mezcla.

En el cuadro A-3 se dan las características de algunos pavimentos de este tipo.

CUADRO A - 3

LOCALIDAD	A C			Agregados		Polvo rellenador pasa 200	Temperatura de aplicación	Espesor cm.
	%	Penetra a 25° C	Temperatura ° C	Arena # 10 #	Arena # 4 # 200			
Cleveland.....	10,0	85-100	150-180	20 %	57,0 %	13,0 %	150 °	5
Rochester.....	6,7	60-70	150	32,5 %	55,0 %	5,7 %	110 °	2,5
Pittsburg.....	10,5	40-70	150-180	25,0 %	47,1 %	17,4 %	150 °	4
Philadelphia.....	10	70-80	—	23,0 %	54,0 %	13,0 %	160 °	4

B.—MEZCLAS NO GRADUADAS TEÓRICAMENTE

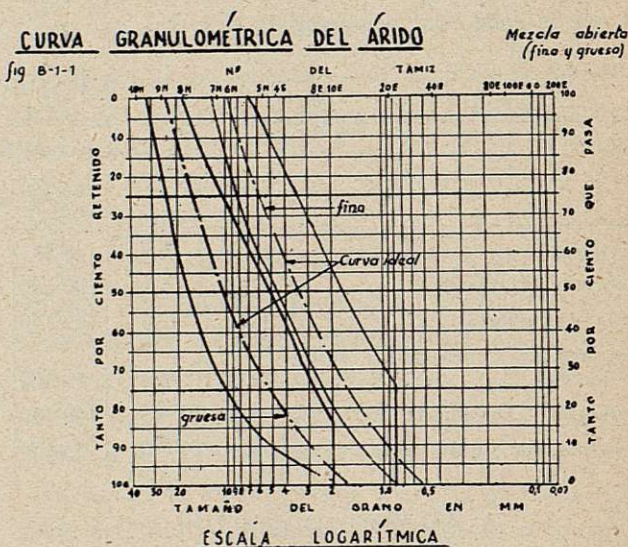
La obtención de la graduación teórica en los hormigones y morteros asfálticos lleva consigo la necesidad de disponer de áridos finos, con la consiguiente carestía, y, a veces, es preferible utilizar mezclas no graduadas, pero que tengan estabilidad interna aceptable para proporcionar pavimentos bastante compactos y duraderos.

Siguiendo la clasificación que hemos adoptado al principio, pasaremos a estudiar los tres tipos siguientes:

B-1.—PAVIMENTOS ABIERTOS

Las mezclas abiertas se componen de un árido grueso, piedra machacada en combinación con un asfalto duro, generalmente un RC-4, RC-5 o AC. La cantidad de betún es solamente la necesaria para cubrir las partículas de los agregados con una ligera cutícula. La resistencia de este pavimento se obtiene al impedir el betún y la rugosidad del agregado, su deslizamiento bajo la acción de las cargas.

Éste es un tipo de pavimento apto, por su baratura, para aquellos aeropuertos que tengan poca densidad de tráfico y, principalmente, para aquéllos donde sea muy difícil la obtención de arena. No deben usarse piedras quebradizas ni blandas, ya que, al perderse la unión en las roturas, los pavimentos pierden rápidamente su estabilidad. En estas mezclas debe calentarse



muy poco el betún, ya que al transportarse, si está demasiado caliente, se desliza y queda depositado en el fondo. En la figura B-1.1 se muestra la graduación de los áridos para este tipo de mezcla.

Una variedad de los pavimentos abiertos que se usa mucho en Norteamérica es la *Amiesita*. Se trata de una mezcla en frío que puede ser almacenada un cierto tiempo sin que pierda sus condiciones de empleo.

En términos generales, consiste en un agregado grueso de piedra machacada, que antes de entrar en la mezcladora se riega con un fluidificador (nafta o gasolina. Al cemento asfáltico, antes de que la mezcla

abandone la batidora, se le agrega cal hidratada en la proporción del 1 al 1,5 %.

En el cuadro B-1 se dan las características de algunos pavimentos abiertos y *Amiesitas*.

CUADRO B-1

Localidad	Clase	ASFALTO			AGREGADOS			GRADUACION		
		Clase A C	%	Licuefactor	Cal	Clase hidratada	Temperatura grados	Pasa 1/4 Ret. 3/4	Pasa 3/8 Ret. 1/2	Pasa 1/2 Ret. 3/4
Duquesme.....	Amiesita	A C	7,2	1,2 %	1,1 %	Piedra machacada	90	—	—	90,5 %
York.....	Amiesita	A C	5,9	0,8 %	0,6 %	Piedra machacada	125	—	49,5 %	43,2 %
Aurora.....	—	R C	4,0	—	—	Piedra machacada	125	5 %	79,5 %	11,5 %
Aeropuerto Albany.	—	R C	50,0	—	—	Piedra machacada	50	12 %	18 %	65 %

B-2.—MEZCLAS DENSAS CON PIEDRA (Asfalto-piedra).

También es un tipo de bajo coste, que se utiliza generalmente en sitios de poco tráfico. A veces se le hace un tratamiento de sellado.

El agregado es de un centímetro hasta el tamiz número 200, y es de estructura muy densa.

En bien de su economía, en este pavimento se usa una sola clase de agregado, utilizando materiales locales con la mínima preparación y sin clasificación. En todo caso, cuando se nota una falta excesiva de algún tamaño se suele añadir al árido local otro material que lo mejore.

La proporción de asfalto suele ser de 4 % a 4,5 %, calculada por defecto y dejando al agregado que proporcione por sí mismo la máxima estabilidad. En compensación a esta falta de betún se puede, como hemos apuntado antes, sellar para evitar desperfectos producidos por el tráfico.

Cualquier tipo de betún se puede usar. Actualmente hay tendencia a utilizar AC, mezclando en plantas fijas. Parece ser que éste será el pavimento de mayor empleo en el futuro, por su bajo coste.

En el pasado se acostumbró a utilizar la mezcla densa con «Cut-backs», emulsiones y alquitranes, pues se añadía a la baratura del árido la de evitar costosos calentamientos.

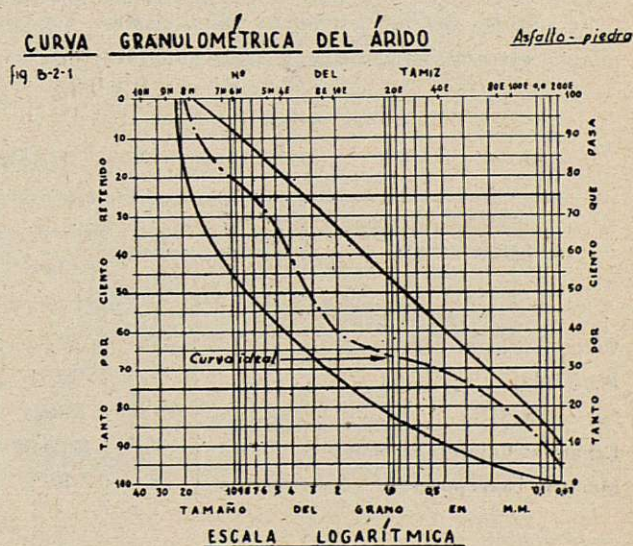
Para agregados fríos no deben utilizarse la RC-5, MC-5, SC-6 y RT-7 ni otros betunes duros que sólo

son utilizables a temperaturas de 80 a 120°; los RC-4, MC-4 y RT-6 deben utilizarse solamente en verano.

El espesor usual de la mezcla densa es de 6 a 8 cm. en una sola capa.

Se ha utilizado la combinación de un betún duro con un asfalto fluidificado de curación lenta (SC). Puede mezclarse el betún duro con el agregado frío y añadirle SC una vez depositado. Bajo la acción de la presión y temperatura se produce una acción similar a la de un AC.

En la figura B-2.1 damos el diagrama logarítmico del árido, y en la tabla B-2.1 unos ejemplos de aplicación.



CUADRO B-2-1

LOCALIDAD	Capa de sellado	BETÚN		A G R E G A D O			
		Clase	%	Clase	Graduación		
					1" a 1/2"	1/2" n.º 4	Pasa n.º 4
Warsonville Calif.....	Si	SC - 3	2,4	Pavimento antiguo.....	Escarificado y mezclado		
Sheridan Wyo.....	No	MC - 3	4,0	Granito.....	13,6 %	32,7 %	49,7 %
Oshkosh, wis.....	Si	SC - 7	5,4	Firme escarificado.....	44,6 %	28,8 %	23,2 %
Ravenna Ohio.....	Si	RT - 8	4,9	Grava machacada.....	39,6 %	42,8 %	12,7 %
Dry Ridge, ky.....	No	SC - 4	5,0	Arena gruesa.....	12 %	1,2 %	93,8 %

B-3.—MEZCLAS DENSAS CON ARENA (Asfaltos-arena).

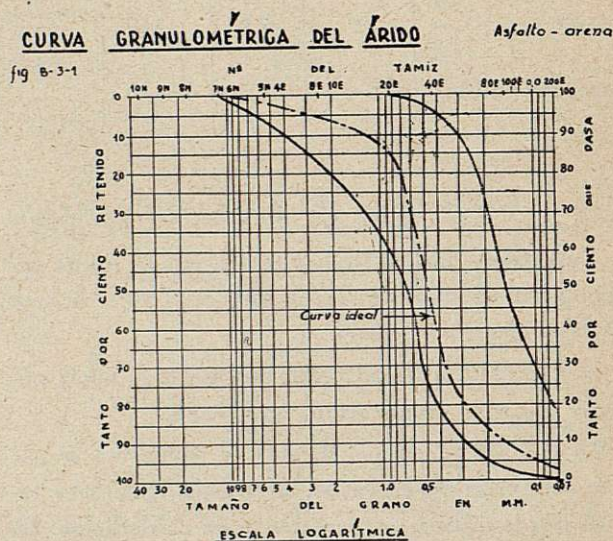
Existen en el mundo grandes superficies donde abunda la arena, y en ellas es posible obtener buenos pavimentos de esta clase. En esta mezcla no se sigue el cerrado criterio de graduación del mortero asfáltico, y puede, por tanto, emplearse la arena sin ninguna preparación, lo que da como resultado pavimentos de buenas condiciones técnicas y económicas.

El «asfalto-arena» se usa generalmente en capas de 12 a 15 cm. de espesor, y contiene del 4 al 8 % de betún.

Se construye en capas sucesivas que no deben exceder de 8 cm. para lograr una buena compactación.

Esta mezcla es especialmente apta para aeropuertos. Sobre la zona de unión o firme de «asfalto-arena» se suele disponer una capa de sellado con piedra menuda, o bien, un hormigón asfáltico o *Topeka* con AC duro.

Se obtiene así un pavimento muy elástico que se adapta extraordinariamente a las condiciones de co-



modidad de las pistas, especialmente en los aterrizajes.

En la figura B-3.1 damos el diagrama logarítmico del árido, y en el cuadro B-3.1 unos ejemplos de utilización.

CUADRO B 3-1

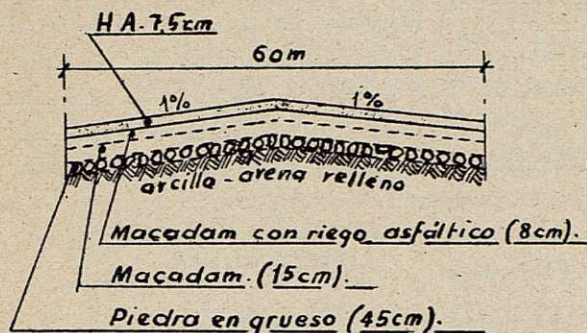
LOCALIDAD	Copas	Sollado	B E T Ú N			Graduación del agregado			
			Clase	%	Temperatura °C	Pasa 2" Rt. 1"	Pasa 1" Ret. 4"	Pasa 1/2" Ret. # 4	Pasa # 4 Ret. # 200
Corpus Crhisti. Tex.....	Una	No	RC-2	5,5	50	—	—	—	94,5 %
Pensacola.....	Una	Si	RC-1	5,0	50	3 %	3,0 %	22,0 %	67,0 %
Savannan, GU... ..	Una	No	Emuls.	8,3	30	—	—	—	91,7 %
Lexington County- Aeropuerto.	Firme	No	AC-120-150	4,2	120	—	—	—	100 %
Moultrie - Aeropuerto.....	Firme	Si	RC*	4,53	110	—	—	—	100 %

* RC especial con disolvente reducido a 5 %.

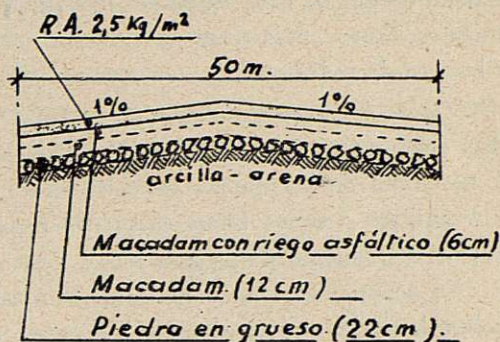
BARCELONA

TRANSOCEÁNICO

pistas definitivas

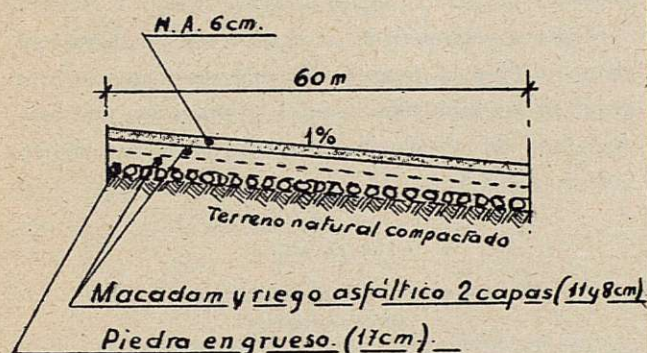


Pistas provisionales



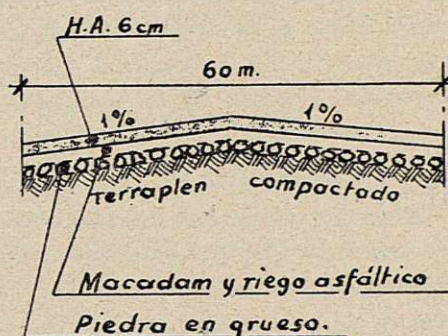
VALENCIA

INTERNACIONAL



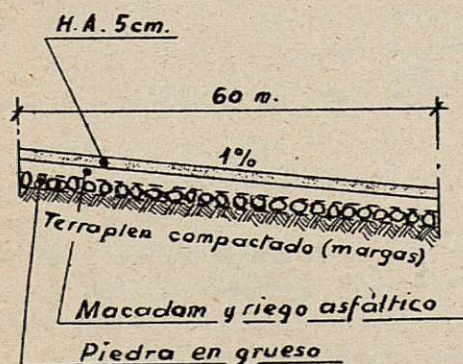
SANTIAGO

INTERNACIONAL



BILBAO

INTERNACIONAL



ZARAGOZA

INTERNACIONAL

(En construcción)

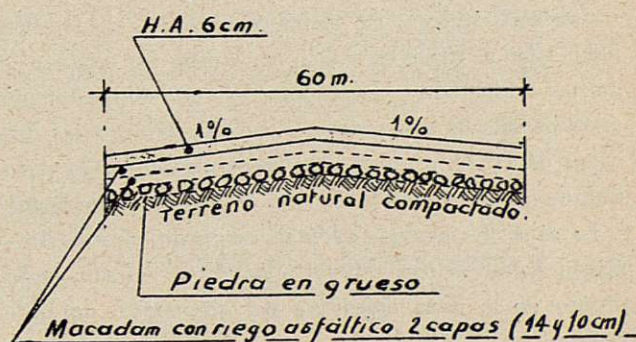


Figura C-1

C.—EXPERIENCIA NACIONAL

El número de pistas flexibles actualmente en construcción en nuestro país es elevado. No tenemos conocimiento de que se haya empleado mezcla asfáltica en cimientos firmes. Solamente se emplean, por ahora, en la capa de rodadura.

Quizás se haya evolucionado en España hacia las pistas flexibles por la mayor facilidad de construcción sin necesidad de maquinaria especial, sobre todo, si no se utilizan mezclas bituminosas; se emplea solamente el tratamiento de penetración y riego de sellado. (No hemos mencionado ni siquiera el empleo de recebos de tierra, por no considerarlos aptos para ningún tipo de pista de aeropuertos).

Ahora bien, aunque, por el momento, puedan construirse pavimentos flexibles sin mezclas bituminosas, consideramos que éstas irán extendiendo su empleo y pasarán a utilizarse no solamente en las capas de rodadura, sino también en los firmes, y es posible que lleguen a emplearse en la estabilización de ciertos terrenos muy arenosos. En la figura C-1 damos los perfiles transversales adoptados en la construcción de algunas pistas españolas.

Los espesores dependen de las condiciones resistentes de la subbase, y de la clase del aeropuerto. Puede observarse que se ha adoptado un criterio parecido en la construcción de estas pistas.

La premura de tiempo para efectuar ensayos suficientes de resistencia y demás cualidades de los terrenos ha hecho adoptar criterios conservadores en los espesores, y vemos que en todas las pistas se han dispuesto cimientos de piedra en grueso, con lo que se han conseguido dos fines no despreciables, a saber:

Seguridad de resistencia y economía de precio.

Sobre el cimiento de piedra en grueso se dispone en todas ellas el firme en una o dos capas. En algunas se da un tratamiento bituminoso intermedio, aunque creemos que es equivocado, para dar unión a las dos capas de firme y quizá para impermeabilizar la pista durante la construcción, si ésta se hace a ritmo lento.

La capa de rodadura adoptada, en general, es de hormigón asfáltico con espesores de 5, 6, 7,5 cm. (este último en la capa definitiva del aeropuerto de Barcelona).

La mayor o menor facilidad de abastecimiento de los materiales necesarios no ha influido, según parece,

en la adopción del criterio seguido hasta la fecha en España. El proyectista no se ha encontrado con dificultades extraordinarias para el abastecimiento de materiales ni tampoco con facilidades excesivas, y ni quizá con la existencia en la misma obra de abundancia de un determinado agregado que lo obligue a emplearlo. Por lo tanto, se ha escogido una solución normal que, además de ser barata, es buena por sus facilidades de construcción y por sus resultados.

CONCLUSIONES

Ya hemos dicho al principio que una de las ventajas de las mezclas bituminosas es la de que en ellas puede emplearse cualquier tipo de materiales locales. Debe el proyectista, antes de fijar su criterio de construcción, tener en cuenta las facilidades de abastecimiento de áridos y betún para que su elección sea buena.

Damos a continuación un cuadro con los tantos por ciento medios en peso de los materiales que se emplean en las diferentes mezclas bituminosas, que puede servir de orientación para los primeros tanteos (cuadro C-1).

CUADRO C-1

Tantos por ciento medios en peso para diferentes clases de mezclas

C L A S E	Piedra o grava y productos de su machaqueo	Arena	Rellenador	Betún
Hormigón asfáltico	60 %	35 %	5 %	6 %
Topeka	26 %	70 %	4 %	3,5 %
Mortero asfáltico . . .	—	85 %	15 %	10 %
Mezcla densa de piedra.	100 %	—	—	4,5 %
Mezcla densa de arena.	—	100 %	—	7 %

Según las dificultades de abastecimiento y precios, podemos elegir entre ellas la que mejor convenga.

En los sitios donde abunde la arena y sea muy difícil el suministro de piedra será muy conveniente emplear una *mezcla densa de arena* para el firme y un *Topeka* u *hormigón asfáltico* en la capa de rodadura. Se usa preferentemente el primero.

Si por el contrario, abunda la piedra y hay escasez

de arena, aconsejamos el firme de «macadam» con riesgo asfáltico, y la capa de rodadura de *mezcla densa de piedra* con capa de sellado.

Cuando sea fácil la obtención de cualquier clase de agregado aconsejamos el mismo criterio seguido hasta la fecha substituyendo el *hormigón asfáltico* por *Topeka*, si hay buena arena en las cercanías, y con ello obtendremos gran economía de betún y de coste.

En las zonas muy arenosas será conveniente estabilizarlas por medio de betún disponiendo en el mismo terreno de una *mezcla densa de arena (asfalto-arena)* sobre la que un *Topeka u hormigón asfáltico* como capa de rodadura, nos da una pista excelente.

Teniendo en cuenta el coste aproximado de los materiales para un abastecimiento normal, damos a continuación un índice de coste total de las mezclas asfálticas (cuadro C-2), que creemos de utilidad para el proyectista. Puede observarse que el *mortero asfáltico* es el más caro y en el que se emplea más cantidad de betún. Se explica que vaya siendo desplazado por las otras mezclas, máxime si se tiene en cuenta lo peligroso que en los pavimentos, sobre todo en las ciudades, resulta su empleo, por la facilidad de patinaje de los vehículos. Lo hemos tomado como índice 100.

CUADRO C-2

Índices medios aproximados de coste de materiales en laguna, mezclas bituminosas

CLASE	Piedra o grava	Arena	Polvo mineral	Betún	Índice total
Mortero asfáltico.....	—	8	23	69	100
Hormigón asfáltico....	10	3,5	7,5	41	62
<i>Topeka</i>	5	6,5	6	28	45,5
Mezcla densa de arena..	—	7,5	—	50	57,5
Mezcla densa de piedra.	17	—	—	31	48

Es de notar que entre las mezclas el *Topeka* resulta con un índice bastante bajo, al que se une la ventaja de un empleo pequeño de betún, por lo que aconsejamos que siempre que se tengan facilidades, se emplee esta mezcla como capa de rodadura.

Las *mezclas densas de arena y de piedra* abaratan

la construcción con respecto al *hormigón asfáltico*. Presenta el *asfalto-piedra* apreciable economía, no sólo por evitar el empleo de *rellenador*, en general, de alto coste para sus posteriores ventajas, sino también por necesitar menor proporción de betún. Estamos convencidos de que es ésta la solución ideal para aeropistas; y no creemos se pierda el tiempo haciendo algunas pruebas por este método, sobre todo, en los aeropuertos donde se prevea desarrollo lento.

La mezcla *asfalto-arena* no presenta ventajas apreciables, ya que, aunque más barata que el hormigón asfáltico, la diferencia en precio no es tan notoria como la del asfalto-piedra. Presenta el inconveniente de necesitar gran cantidad de betún, que es caro y hasta la fecha de escasez relativa. Dejemos su uso para zonas muy arenosas y con escasez de piedra. Conclusión final: *Topeka*, asfalto-piedra, hormigón asfáltico, y asfalto-arena, por este orden, figuran como interesantes mezclas que se deben emplear en nuestros pavimentos flexibles.

APÉNDICE

Extracto de la especificación para piedra machacada, escoria machacada y gravilla, para bases y capas de rodadura de hormigón asfáltico.

Norma A. S. T. M. Designación D-692-42.

FIN

1. Esta especificación cubre la calidad y graduación de piedra machacada, escoria machacada y gravilla, apta para su uso como agregado grueso en los siguientes tipos de mezclas asfálticas para bases y capas de rodadura de pavimentos: mezclas abiertas y cerradas para firmes y cimientos, hormigón asfáltico grueso y fino para capa de rodadura y *Topeka* modificado (mortero asfáltico relleno con piedra).

DESGASTES

PROPIEDADES FÍSICAS

4. (a) El agregado grueso deberá resistir al desgaste.

Desgaste en la máquina de los Angeles máximo por ciento:

Cimientos	50
Capas de rodadura y firmes... ..	40

(b) *Peso unitario de la escoria*

La escoria machacada compacta debe tener los siguientes pesos unitarios.

Cimientos	1.040
Firmes y capas de rodadura	1.120

TAMAÑO

5. (a) Los tamaños del agregado grueso para los diferentes tipos serán los siguientes (números de la tabla 1).

TABLA 1. - GRADUACIONES

Núm. del tamaño	Tamaño nominal malla cuadrada	Tantos por ciento que pasan por el tamiz de:										
		3 pul.	2 1/2	2	1 1/2	1	3/4	1/2	3/8	N.º 4	N.º 8	N.º 16
24	2 1/2 a 3 1/2	100	90-100	—	25-60	—	0-10	0-5	—	—	—	—
3	2 a 1	—	—	90-100	35-70	0-15	—	0-5	—	—	—	—
357	2 a N.º 4	—	100	95-100	—	35-70	—	10-30	—	0-5	—	—
4	1 1/2 a 3/4	—	—	100	95-100	20-55	0-15	—	0-5	—	—	—
467	1 1/2 a N.º 4	—	—	100	95-100	—	35-70	—	10-30	0-5	—	—
5	1 a 3/8	—	—	—	100	90-100	40-75	15-25	0-15	0-5	—	—
57	1 a N.º 4	—	—	—	100	90-100	—	25-60	—	0-10	0-5	—
67	3/4 a N.º 4	—	—	—	—	100	90-100	—	20-55	0-10	0-5	—
78	1/2 a N.º 8	—	—	—	—	—	100	90-100	40-75	5-25	0-5	—
8	3/8 a N.º 8	—	—	—	—	—	—	100	85-100	10-30	0-10	—
9	N.º 4 a N.º 8	—	—	—	—	—	—	—	100	85-100	10-40	0-10

	Tamaños
Mezcla abierta para cimientos	24 3 4 5
Mezcla cerrada para cimientos	357 467 57
Hormigón asfáltico para firmes	57 67
Hormigón asfáltico grueso para capa de rodadura.	5 57 67
Hormigón asfáltico fino para capa de rodadura...	78 8
Capa de sellado	78 8 9

Nota 1

El tamaño del agregado para capas de sellado debe ser adaptado al máximo tamaño del agregado grueso

que entre en el hormigón asfáltico de la capa de rodadura. Se recomienda la siguiente combinación de tamaños.

Agregado grueso	Capa de sellado
Tamaños	Tamaños
5,57	78
67	8
78,8	9

Nota 2

Cuando la planta de mezcla está equipada para la verificación de graduación de agregados y proporciones, pueden ser elegidos en la tabla 1 los tamaños apropiados. Los tamaños elegidos deben ser tales, que combinados en proporción conveniente produzcan la graduación requerida en la mezcla terminada.

Cantidad de piezas partidas en la grava

Cuando se use grava, éste debe tener los siguientes porcentajes de piezas con fractura.

	Mínimo por ciento	Pasa por el tamiz	Retenido en el tamiz	%
Mezcla abierta para cimientos	75	n.º 30 (590 micron)	n.º 40	8 - 25
Mezcla densa para cimientos	50	n.º 20 (840 micron)	n.º 30	5 - 15
Hormigón asfáltico para firmes... ..	50	n.º 10 (2.000 micron)	n.º 20	5 - 15
Ídem íd. grueso para capa de rodadura.	50	n.º 10 (2.000 micron)		95 - 100
Ídem íd. fino para capa de rodadura ...	0			
Capa de sellado	0	n.º 4 (4.760 micron)		100

TAMAÑOS

6. Los diferentes tipos de agregados gruesos deben tener las graduaciones de la tabla 1 (en pruebas de laboratorio con tamices de abertura cuadrada).

MÉTODOS PARA PRUEBAS Y MUESTRAS

7. Las muestras y pruebas para agregados gruesos deberán estar de acuerdo con las siguientes normas de la A. S. T. M. (American Society for Testing Material).

(a) Muestras.—A. S. T. M.	D - 75
(b) Desgaste.—A. S. T. M.	C - 13
(c) Peso unitario.—A. S. T. M.	C - 29
(d) Tamaños.—A. S. T. M.	c - 136

Extracto de la especificación para arena de hormigones y morteros asfálticos

Norma A. S. T. M. Designación D-162-29.

FIN

1. Estas especificaciones sirven para la arena que se use en la construcción de capas de rodadura de mortero asfáltico y aquellos tipos de hormigón asfáltico en los que predomine la arena.

PROPIEDADES FÍSICAS

2. (a) Los granos de arena deben ser limpios, áspersos y angulosos. La arena, después de calentada, debe estar libre de arcilla y de granos de arcilla y arena. Su graduación es la siguiente:

Pasa por el tamiz	Retenido en el tamiz	%
n.º 200 (74 micron)		0 - 5
n.º 100 (149 micron)	n.º 200	6 - 5
n.º 80 (177 micron)	n.º 100	6 - 5
n.º 50 (297 micron)	n.º 80	5 - 40
n.º 40 (490 micron)	n.º 50	5 - 30

(b) Características generales. Deben ser determinadas mediante el microscopio o cristal de aumento.

MUESTRAS

3. La arena debe ser escogida de acuerdo a la A. S. T. M. Designación D-75.

MÉTODO DE PRUEBA

4. El análisis granulométrico será hecho con muestras de arena seca, de un peso no inferior a 100 gramos, siguiendo el procedimiento A. S. T. M. 116.

La determinación del tanto por ciento de partículas que pasan por el tamiz núm. 200 será hecha tamizando en caliente.

Extracto de la especificación para mineral relleno en los morteros y hormigones asfálticos

A. S. T. M. Designación 242-39.

FIN

1. Esta especificación se refiere al polvo mineral de relleno en hormigones y morteros asfálticos.

COMPOSICIÓN

2. El mineral de relleno consistirá en polvo de piedra caliza, cemento portland u otros materiales minerales que tengan la aprobación de la Administración y del constructor.

PROPIEDADES FÍSICAS

3. El material debe estar completamente seco y libre de grumos consistentes en muy finas partículas unidas. La graduación en el laboratorio deberá ser la siguiente:

Tamiz	Tanto por ciento que pasa
n.º 200 (74 micron)	65
n.º 80 (177 micron)	95
n.º 30 (590 micron)	100

Madrid, marzo de 1950.

La Presidencia invita a los asistentes a discutir el trabajo leído, que es objeto de algunas observaciones por los Sres. Aracil y Canto Moniz, que el autor esclarece, aprobándose después de ello las conclusiones propuestas.

Por no haberse presentado los autores de los trabajos restantes que figuran en el orden del día, se da lectura por el Secretario de sus resúmenes, los que no motivan ninguna intervención.

Estos trabajos son los siguientes, núms. 34, 36, 55, 128, 189, 249 y 283, que se reproducen íntegros a continuación:

N.º 34. - Cruce a nivel distinto del acceso a Madrid por *María de Molina* con la Ciudad Lineal

Autor: D. LUIS SIERRA PIQUERA

Ingeniero de Caminos

El rápido crecimiento de las grandes ciudades que, en gran parte, se ha producido a lo largo de las principales carreteras que llegan a ellas aprovechando la facilidad de comunicaciones que las mismas permitían, ha hecho que los tramos de carretera próximos a la ciudad se conviertan en barriadas suburbanas, y las carreteras, en verdaderas calles que no permiten tráfico rápido y seguro, ya que la interferencia del tráfico urbano con el rápido de carretera es causa constante de accidentes.

Por otra parte, la necesidad de tráfico rápido en las inmediaciones de la ciudad, bien para unir con su aeropuerto o con zonas industriales, ha creado la necesidad de construir vías de penetración en la ciudad que permitan llegar con tráfico rápido y seguro hasta el centro de la misma o hasta calles que permitan su fácil canalización. Estas vías de penetración, con sus secciones distribuidas para separar los tráfico de características distintas y sin cruces a nivel, resuelven el problema antes enunciado.

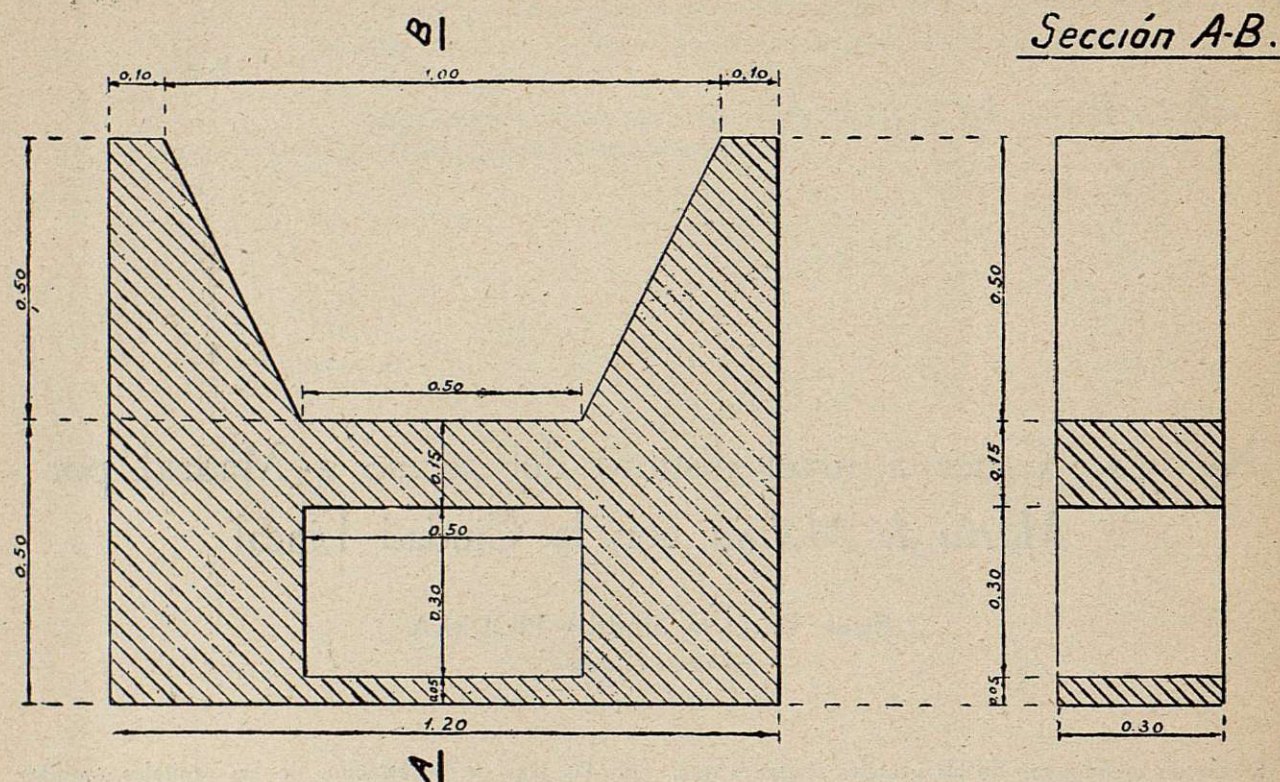
Este problema se ha planteado en Madrid, y el Ministerio de Obras Públicas lo ha resuelto construyen-

do las vías de penetración de las capitales radiales con el nombre de Accesos a Madrid, que tienen las características de lo que los americanos llaman vías-expreso.

La supresión de cruces a nivel lleva consigo la necesidad de construir pasos a nivel distinto, cuando estos cruces se construyen en terrenos libres; su solución puede realizarse de manera teórica y con carácter general, pero cuando el cruce a nivel distinto de dos vías se realiza en zona edificada, la solución del problema técnico, que ha de ir acompañada de detenido estudio económico y conseguir que el conjunto sea estético y adaptado al ambiente que lo rodea, crea una serie de problemas para los que no pueden darse reglas de carácter general y que es preciso estudiar en cada caso, valorando debidamente cada una de las soluciones posibles.

Con el acceso a Madrid por *María de Molina* de la carretera nacional de Madrid a Francia por Barcelona que va a unir la capital con el aeropuerto transoceánico de Barajas, es preciso cruzar otras vías, y los cruces se realizan a nivel distinto. De los cinco

Rastrillo de hormigón en la cuneta
para cada 10 mts.



Secciones transversales de las
zanjas de avenamiento.

Escala 1:10

Zanja transversal

- de -

altura variable.

Zanja longitudinal
por debajo de la cuneta

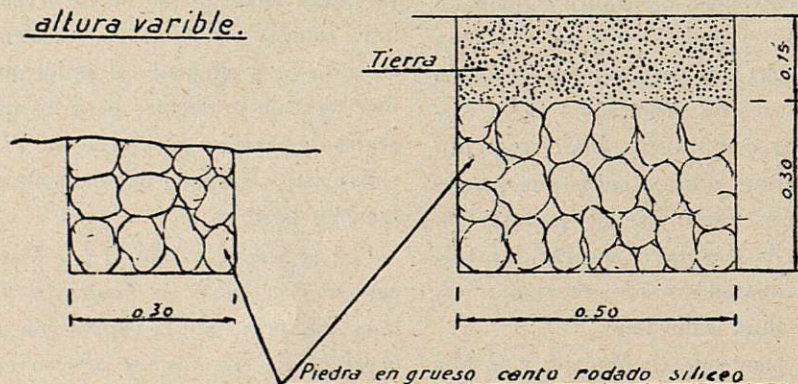
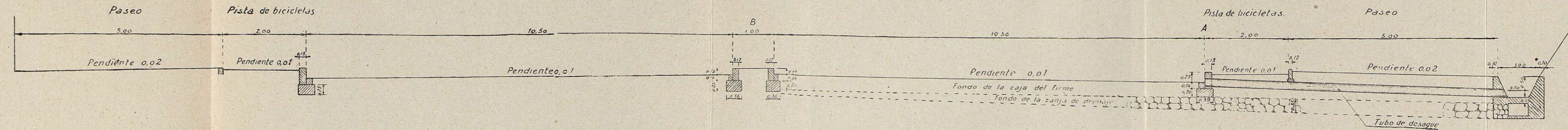


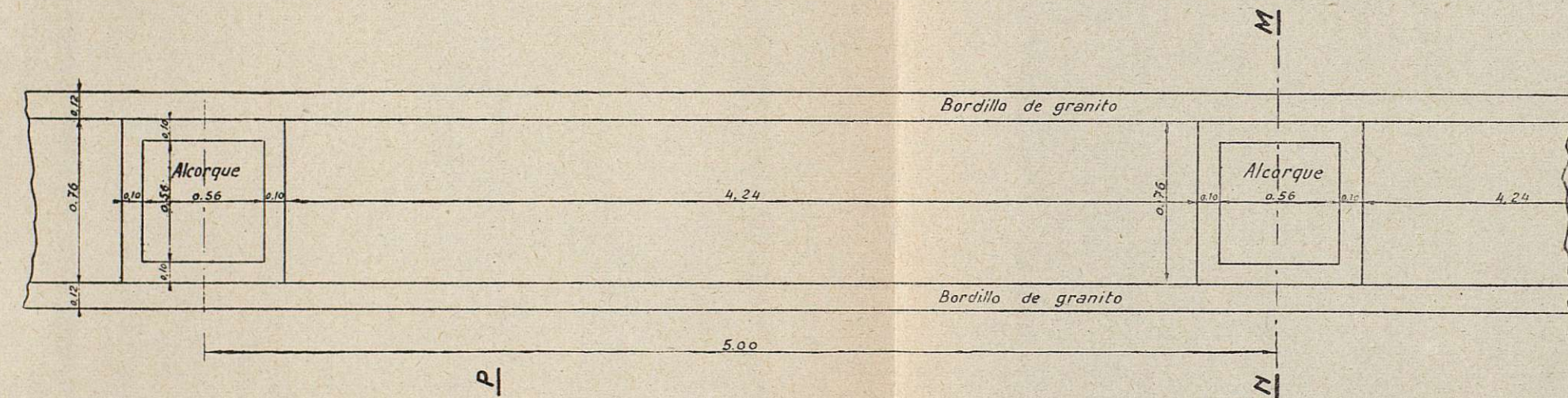
Fig. 1-b

Sección transversal de la Vía de Peretración a Madrid por María de Molina.



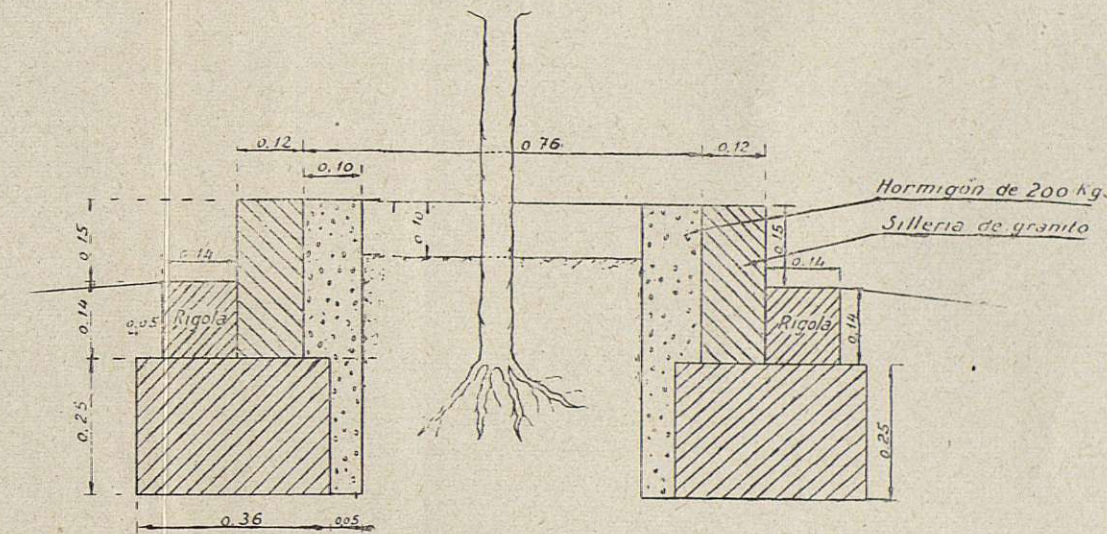
Sección transversal tipo.

Planta de la zona central.



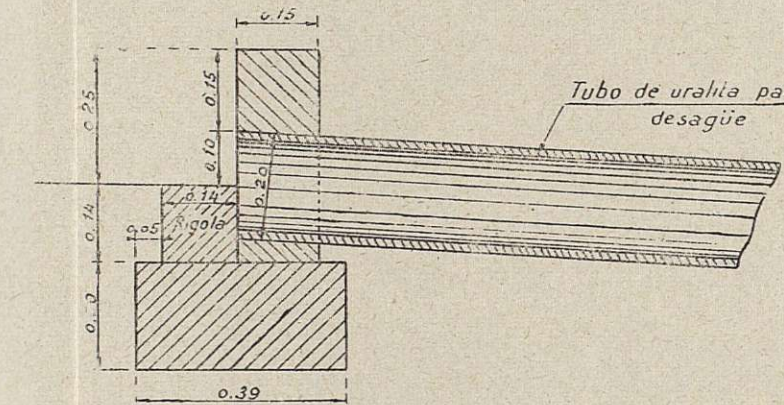
Detalle de la zona central y un alcorque.

Sección M-N.

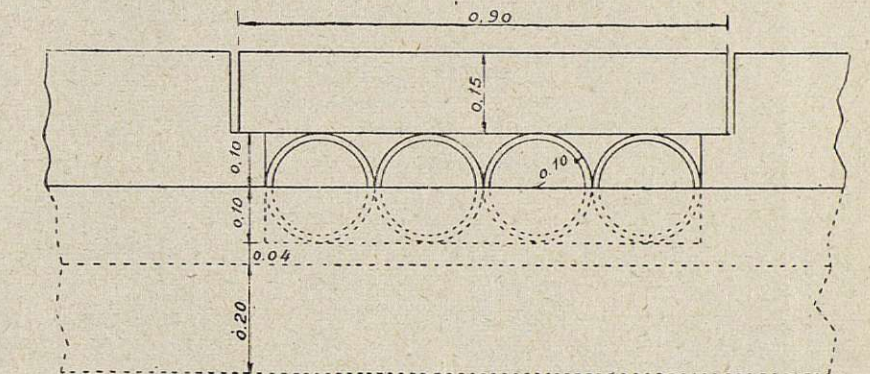


Detalle del buzón de desagüe.

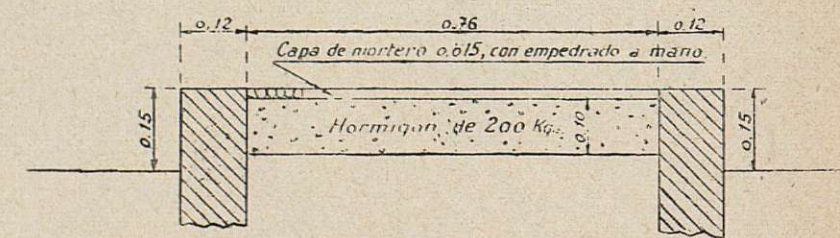
Sección



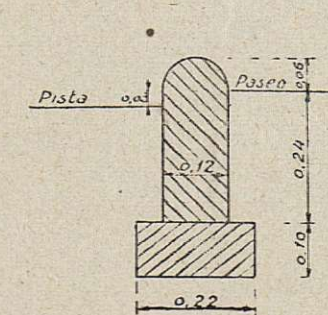
Frente



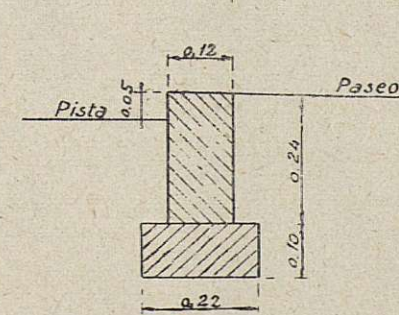
Sección O-P.



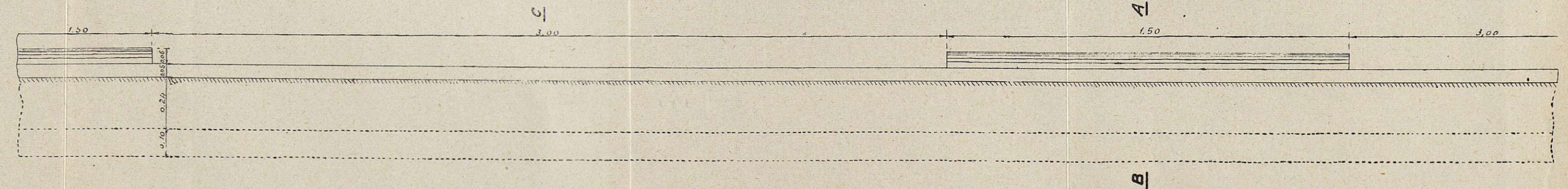
Sección A-B.



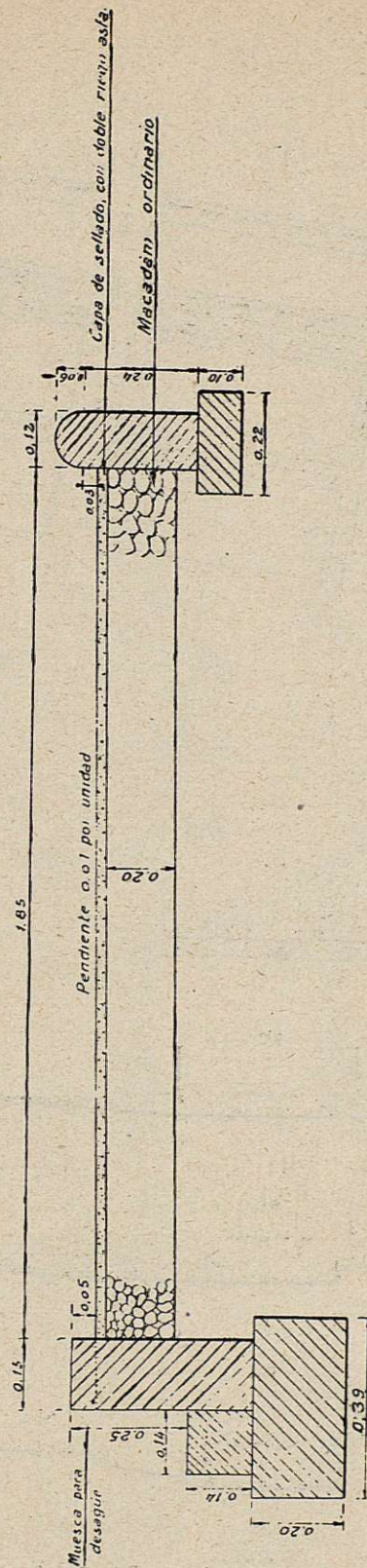
Sección C-D.



Detalle del bordillo de separación de la pista de bicicletas y el paseo.



Sección de la pista de bucles



Detalle de la sección del pavimento de las calzadas.

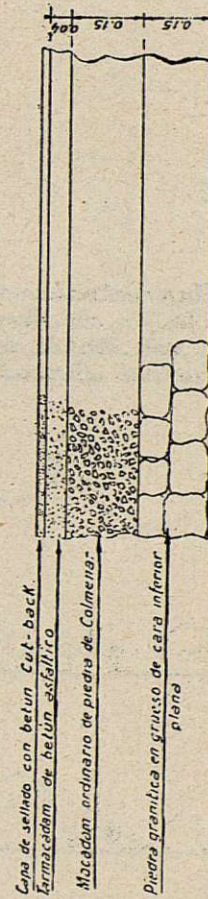


Fig. 1 - c

La Presidencia invita a los asistentes a discutir el trabajo leído, que es objeto de algunas observaciones por los Sres. Aracil y Canto Moniz, que el autor esclarece, aprobándose después de ello las conclusiones propuestas.

Por no haberse presentado los autores de los trabajos restantes que figuran en el orden del día, se da lectura por el Secretario de sus resúmenes, los que no motivan ninguna intervención.

Estos trabajos son los siguientes, núms. 34, 36, 55, 128, 189, 249 y 283, que se reproducen íntegros a continuación:

N.º 34. - Cruce a nivel distinto del acceso a Madrid por *María de Molina* con la Ciudad Lineal

Autor: D. LUIS SIERRA PIQUERA

Ingeniero de Caminos

El rápido crecimiento de las grandes ciudades que, en gran parte, se ha producido a lo largo de las principales carreteras que llegan a ellas aprovechando la facilidad de comunicaciones que las mismas permitían, ha hecho que los tramos de carretera próximos a la ciudad se conviertan en barriadas suburbanas, y las carreteras, en verdaderas calles que no permiten tráfico rápido y seguro, ya que la interferencia del tráfico urbano con el rápido de carretera es causa constante de accidentes.

Por otra parte, la necesidad de tráfico rápido en las inmediaciones de la ciudad, bien para unir con su aeropuerto o con zonas industriales, ha creado la necesidad de construir vías de penetración en la ciudad que permitan llegar con tráfico rápido y seguro hasta el centro de la misma o hasta calles que permitan su fácil canalización. Estas vías de penetración, con sus secciones distribuidas para separar los tráfico de características distintas y sin cruces a nivel, resuelven el problema antes enunciado.

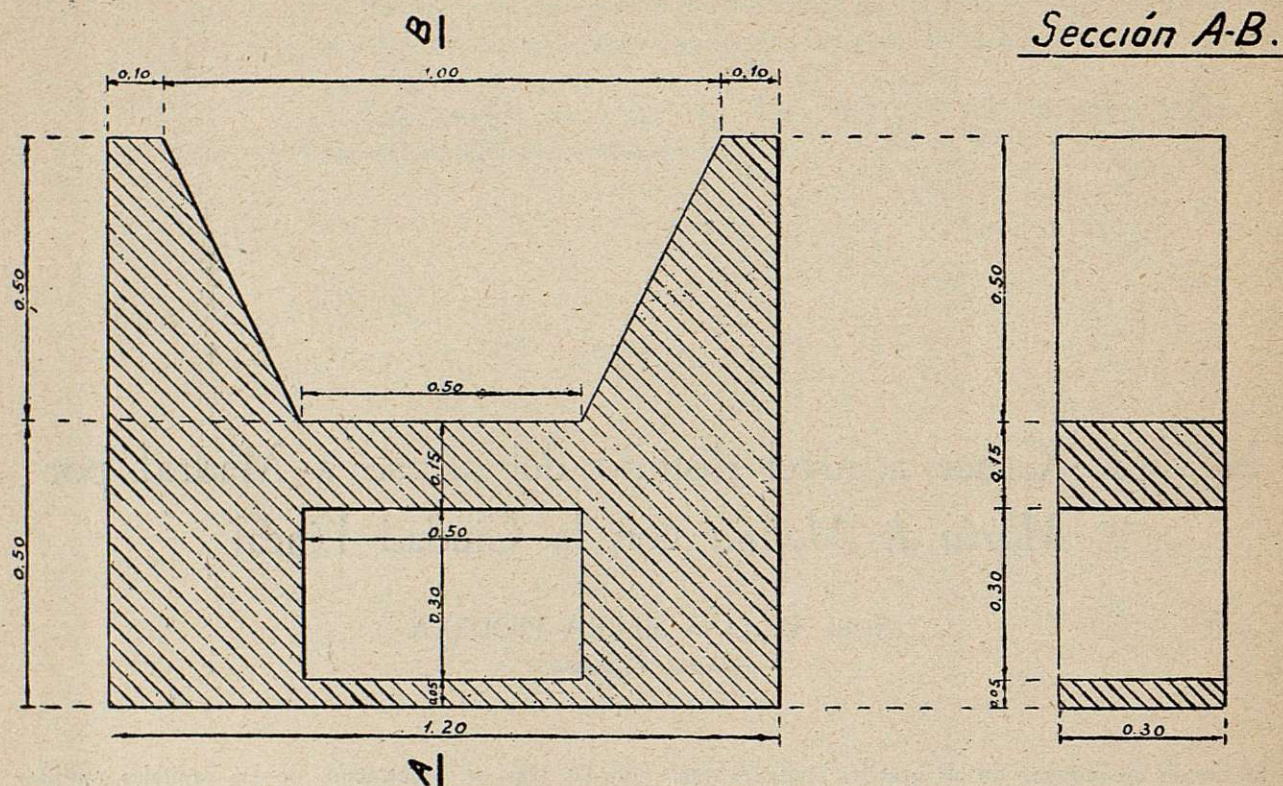
Este problema se ha planteado en Madrid, y el Ministerio de Obras Públicas lo ha resuelto construyen-

do las vías de penetración de las capitales radiales con el nombre de Accesos a Madrid, que tienen las características de lo que los americanos llaman vías-expreso.

La supresión de cruces a nivel lleva consigo la necesidad de construir pasos a nivel distinto, cuando estos cruces se construyen en terrenos libres; su solución puede realizarse de manera teórica y con carácter general, pero cuando el cruce a nivel distinto de dos vías se realiza en zona edificada, la solución del problema técnico, que ha de ir acompañada de detenido estudio económico y conseguir que el conjunto sea estético y adaptado al ambiente que lo rodea, crea una serie de problemas para los que no pueden darse reglas de carácter general y que es preciso estudiar en cada caso, valorando debidamente cada una de las soluciones posibles.

Con el acceso a Madrid por María de Molina de la carretera nacional de Madrid a Francia por Barcelona que va a unir la capital con el aeropuerto transoceánico de Barajas, es preciso cruzar otras vías, y los cruces se realizan a nivel distinto. De los cinco

Rastrillo de hormigón en la cuneta para cada 10 mts.



Secciones transversales de las zanjas de avenamiento.

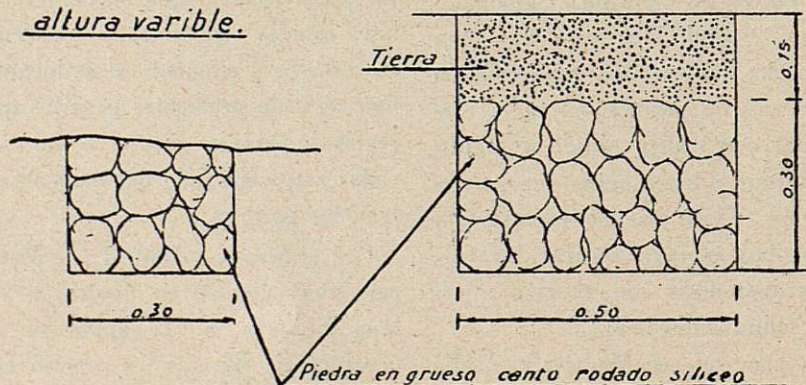
Escala 1:10

Zanja transversal

- de -

altura variable.

Zanja longitudinal
por debajo de la cuneta



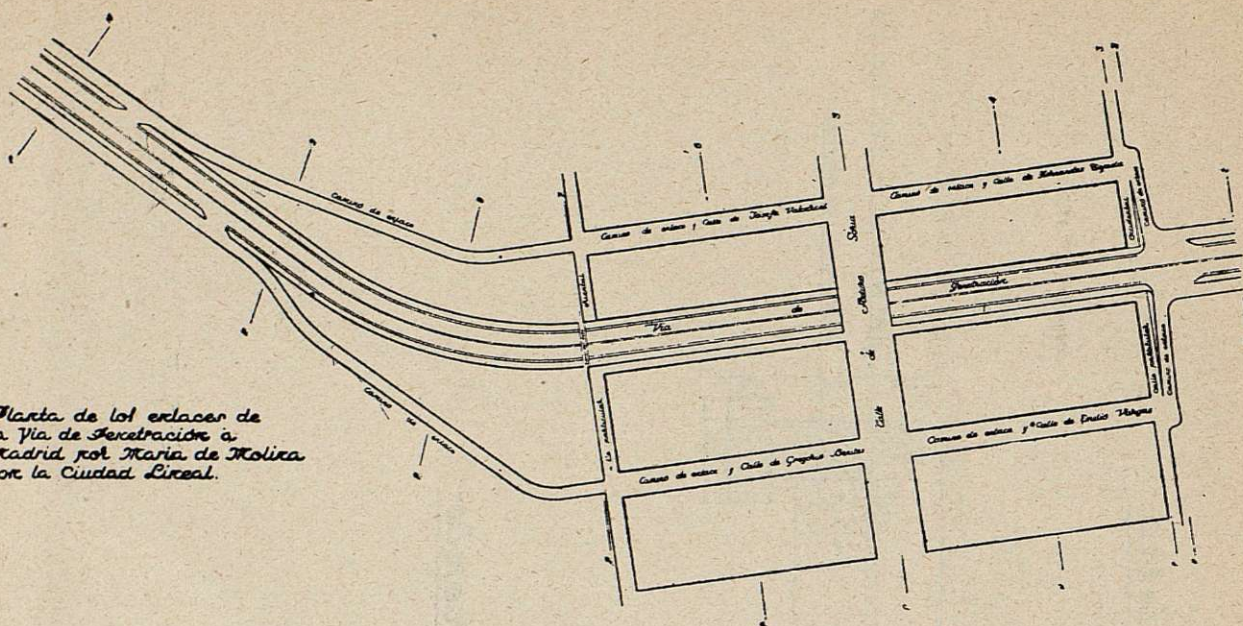


Fig. 2 - a

*Perfil transversal de los
tramos de la vía de Peretración
a Madrid por María de Molina
con la Ciudad Lineal.*

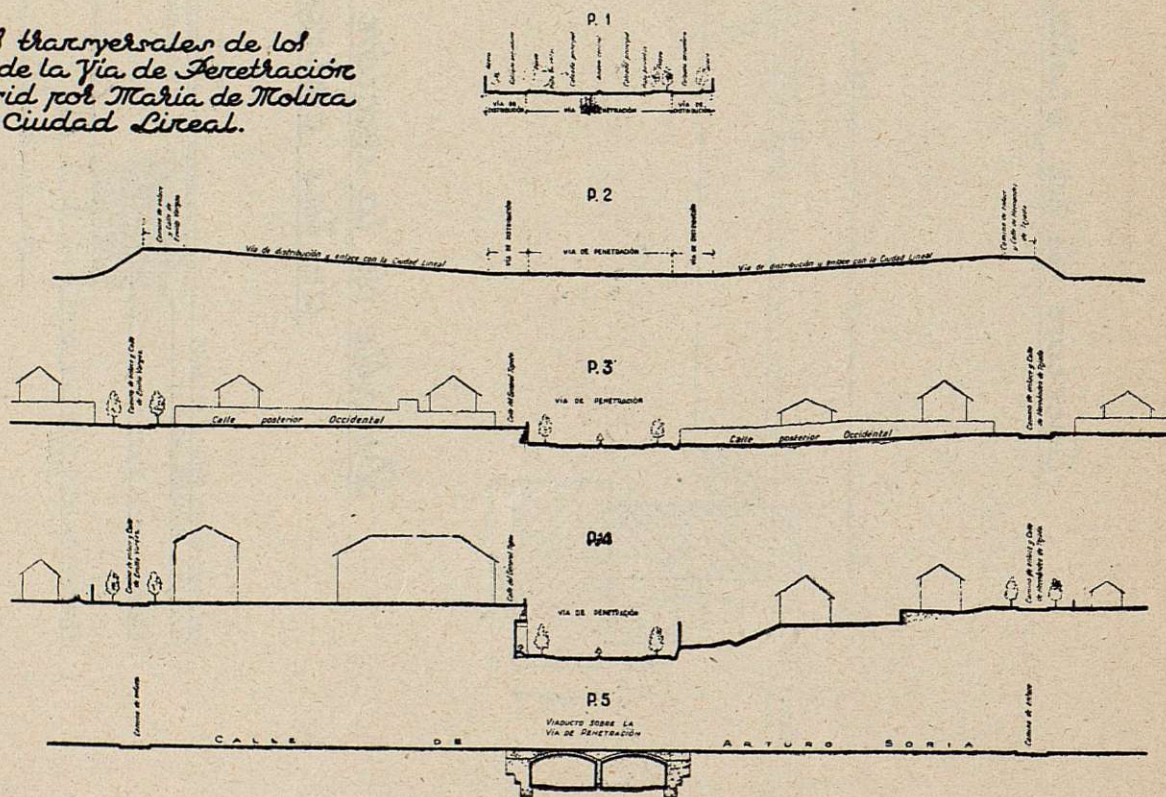


Fig. 2 - b

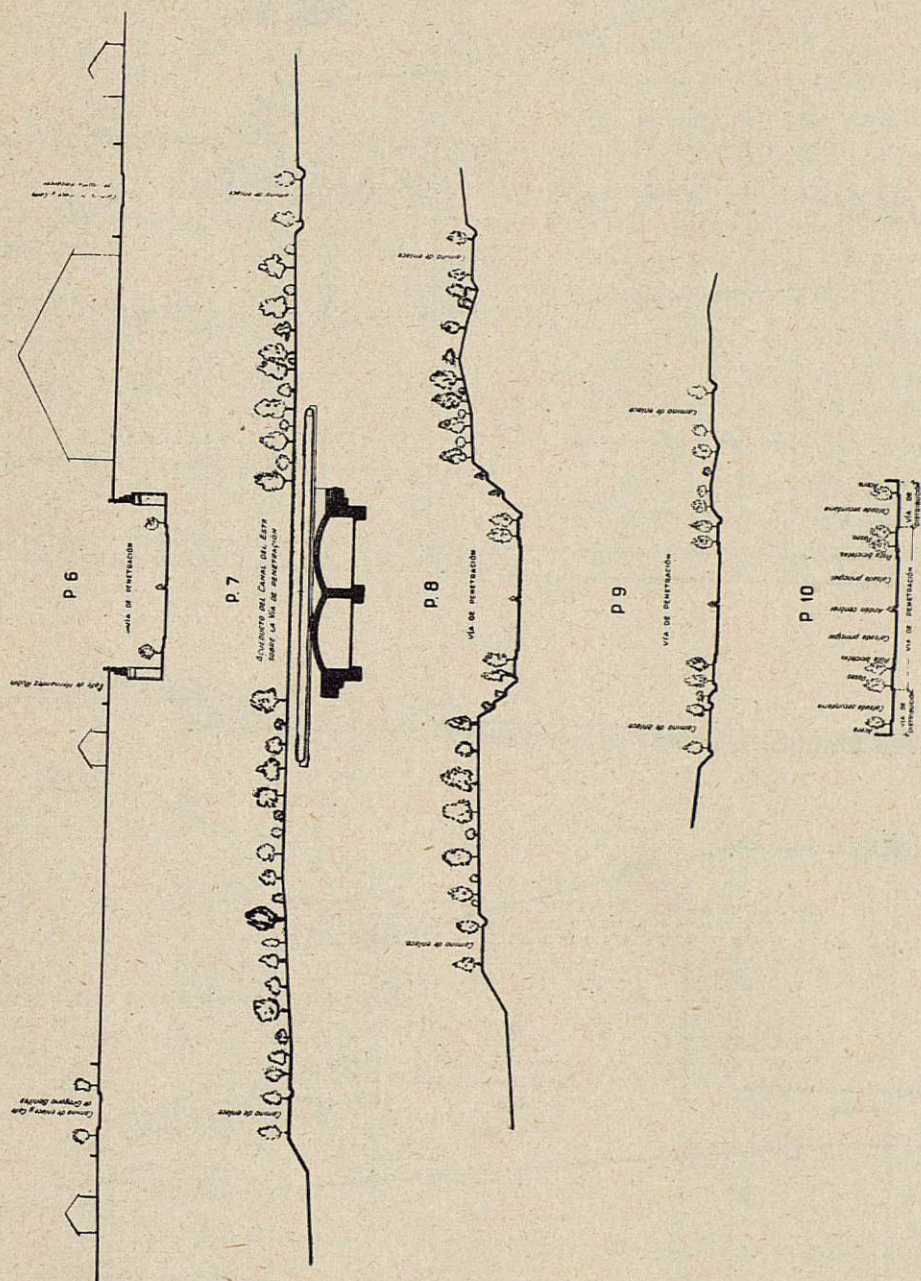


Fig. 2-c

Perfil longitudinal del muro de la parte derecha, entre perfiles 136 y 145

Muros de acompañamiento
de la Vía de Penetración a
Madrid por María de
Molina.

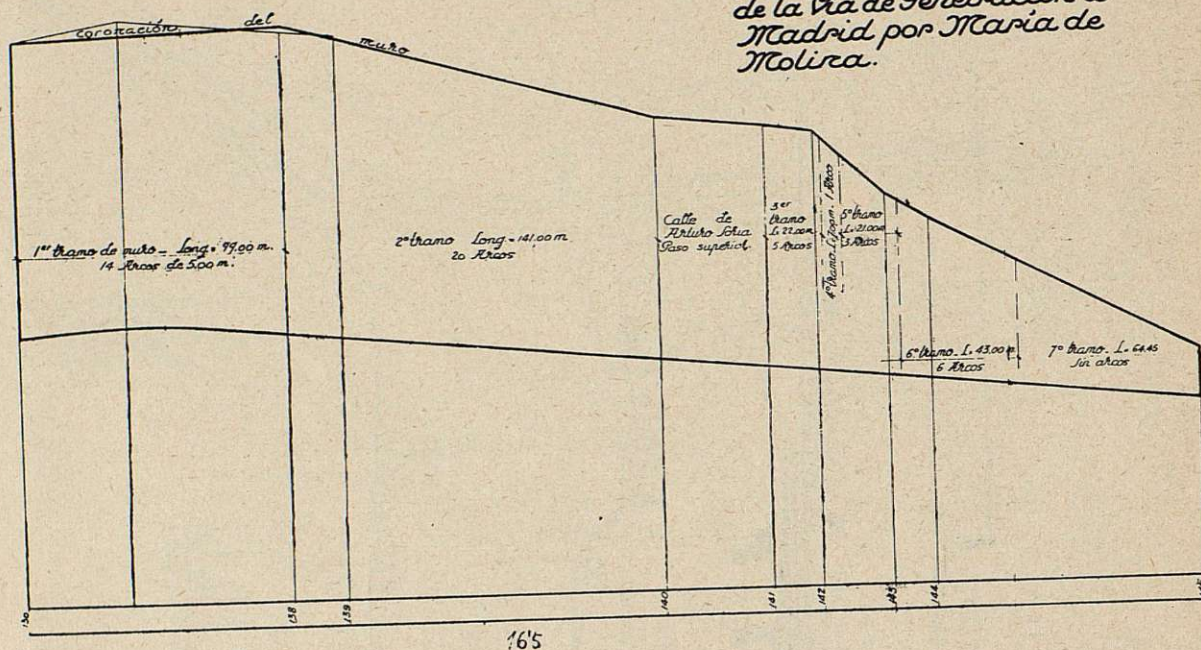


Fig. 3 - a

Perfil longitudinal de muro en la parte izquierda, entre perfiles 136 y 144

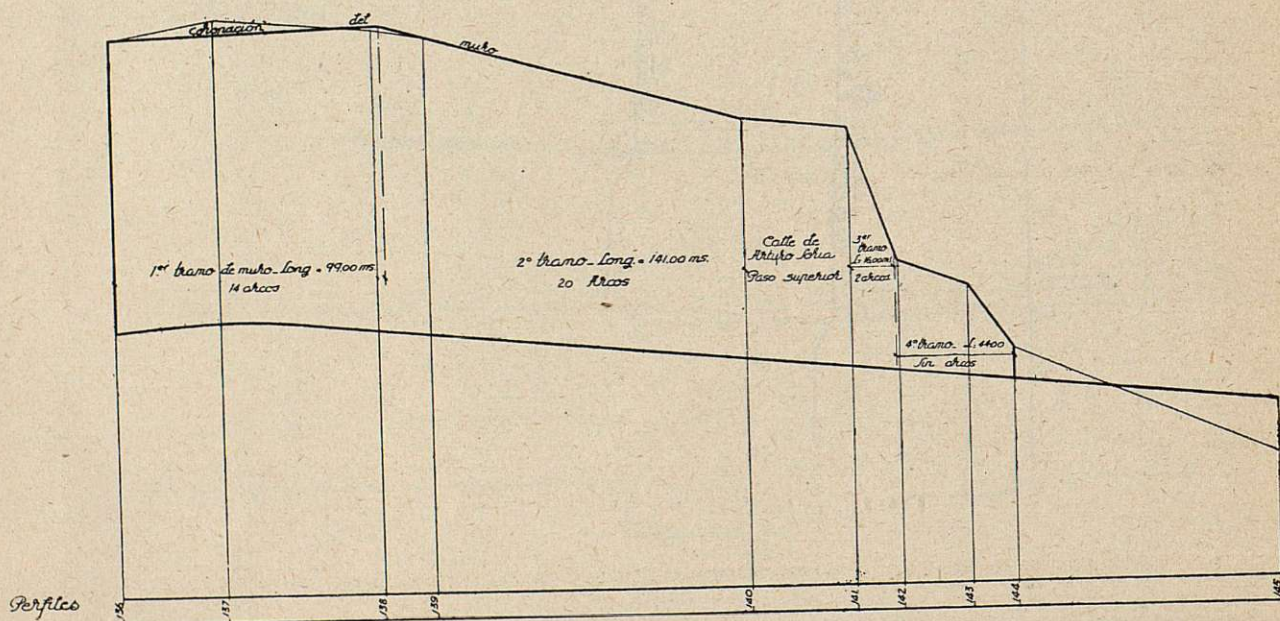


Fig. 3 - b

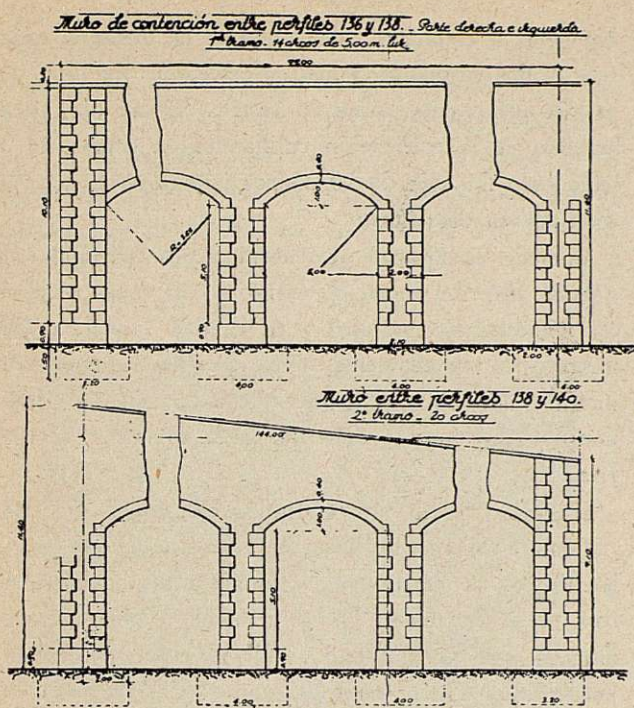


Fig. 3 - c

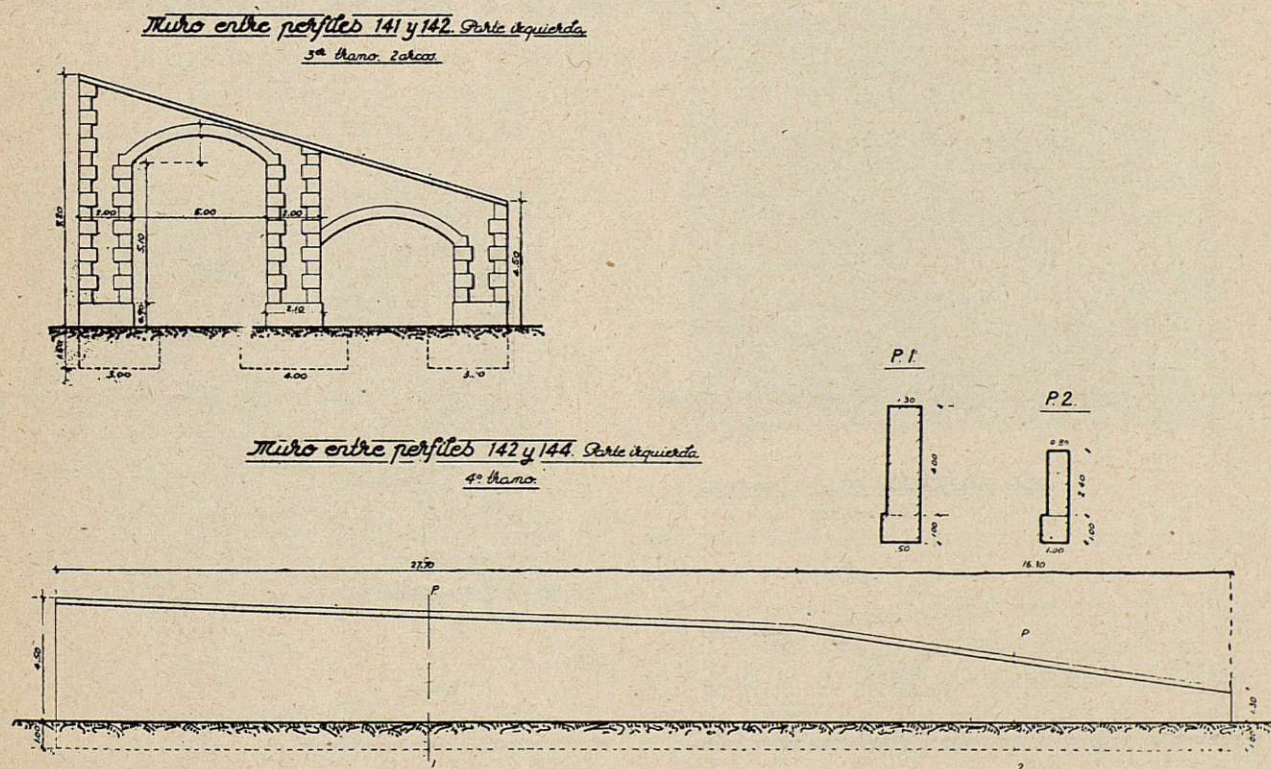


Fig. 3 - d

cruces que se construyen, cuatro de ellos son en terreno libre, pero el cruce con la calle de Arturo Soria, que todo el mundo conoce como la Ciudad Lineal, se construye en zona urbanizada, y de él vamos a ocuparnos con todo detalle, para explicar cómo se han resuelto los problemas allí planteados.

La Ciudad Lineal se llama así porque está formada por una calle eje, la de Arturo Soria, de 5 kilómetros de longitud y 40 metros de anchura, a la que se unen normalmente, a uno y otro lado, calles de 200 metros de longitud y 20 metros de anchura. Topográficamente, forma la divisoria de las vaguadas del arroyo Abroñigal y del río Jarama.

Esta situación de divisoria con el terreno, bajando hacia sus dos lados y rápidamente hacia el Abroñigal, nos obligó a que el cruce se haga pasando el acceso de María de Molina bajo la Ciudad Lineal.

La sección del acceso la representamos en la figuras 1 a, 1 b y 1 c. Está formada por dos calzadas de 10,50 metros cada una, separadas por una banda central de 1 metro. Cada calzada sirve una dirección

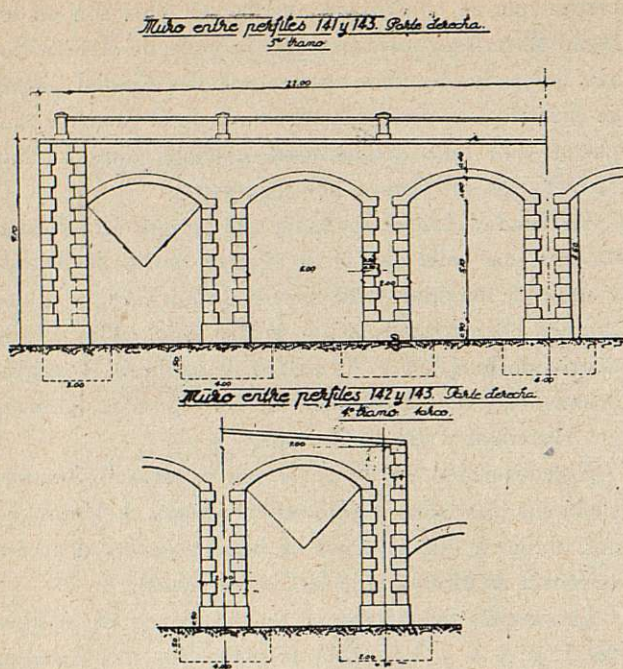
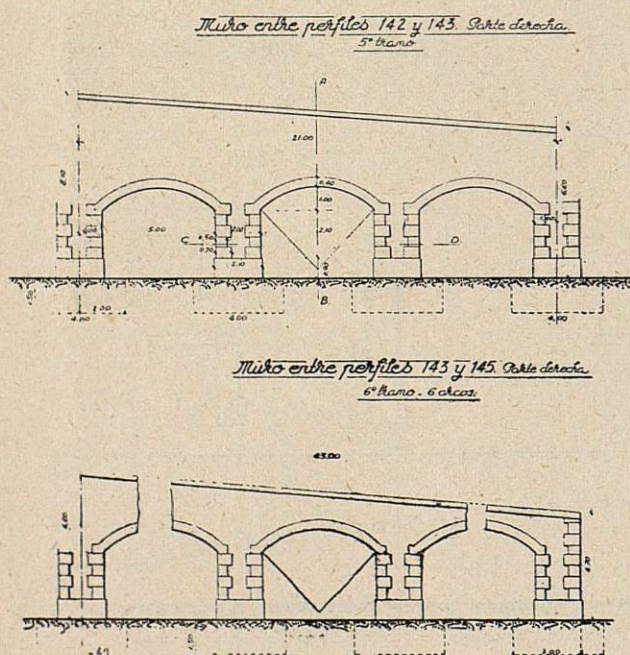


Fig. 3-e

del tráfico y permite tres circulaciones: una, de vehículo parado o de marcha lenta; otra, de marcha rápida, y la tercera, de alcance. Lleva una pista para



bicicletas a cada lado, de 2 metros de anchura cada una, y dos paseos de 5 metros cada uno. En total, la vía de penetración tiene 36 metros. En su día, para servicio de la edificación colindante, se construirá a cada lado una vía de 10 metros, que servirá para la distribución del tráfico.

Además, en nuestro caso tenemos que cruzar el canal del Este del Canal de Isabel II. El canal marcha aproximadamente paralelo a la Ciudad Lineal, a 250 metros, aproximadamente, de su eje. Está formado por un tubo de hormigón armado de 2,20 metros de diámetro y enterrado a 2 metros de la superficie del terreno.

El gálibo fijado para el tráfico han sido 6 metros.

Como habíamos de hacer el cruce a cotas que oscilan de los 10 metros, en la Ciudad Lineal, a 14 metros, en el Canal del Este, las trincheras abiertas permiten a esta profundidad la solución de arcos rebajados de hormigón en masa, que es la que hemos elegido, construyendo un apoyo central en la banda de separación de las dos direcciones de tráfico.

Ya hemos dicho que el ancho de la vía de penetración es de 36 metros y que se completa el acceso con dos vías de distribución, una a cada lado, y de 10

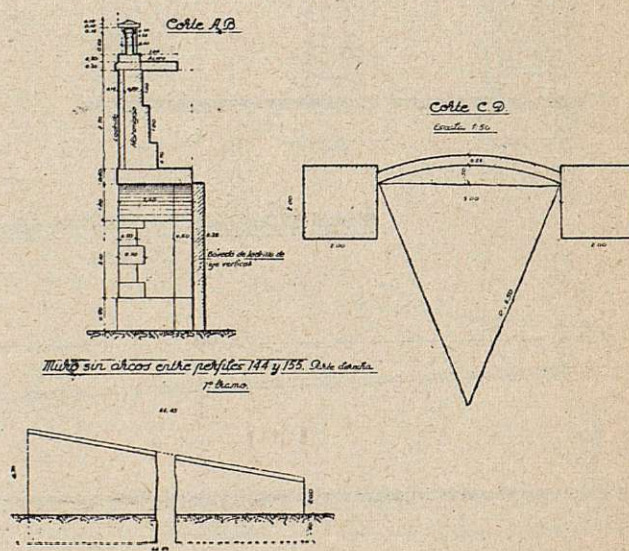


Fig. 3-f

metros cada una. En el tramo de cruce, la vía de penetración sigue en planta una de las calles normales a la Ciudad Lineal, y las de distribución las trazamos por las calles más próximas a ésta y prolongadas en la forma que se indica en el plano, figura 2, sirven, además, de camino de enlace entre las dos vías que se cruzan.

Como las calles normales a la Ciudad Lineal tienen

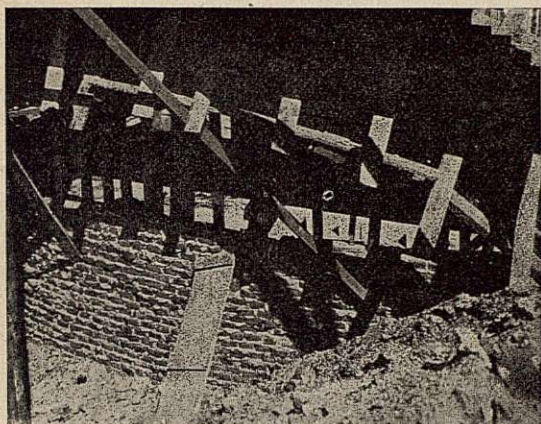


Fig. 4

20 metros de anchura, y la vía de penetración 36 metros, era preciso tomar 16 metros más de la zona edificada; si hacíamos coincidir los ejes de calle y acceso, teníamos que expropiar las edificaciones de los

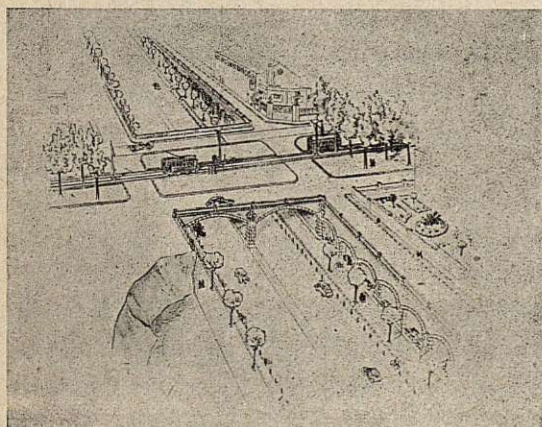


Fig. 5

dos lados, con la dificultad de que en uno de ellos, en la calle elegida para cruce, están los estudios cinematográficos C. E. A. Esto nos decidió a colocar el eje del acceso, excéntrico del de la calle, y teniendo en

cuenta que la rasante de la vía que construimos está a una cota de más de 10 metros por debajo de la calle, ha sido preciso dejar una calle de 8 metros de anchura al nivel de las edificaciones; de esta forma, apro-

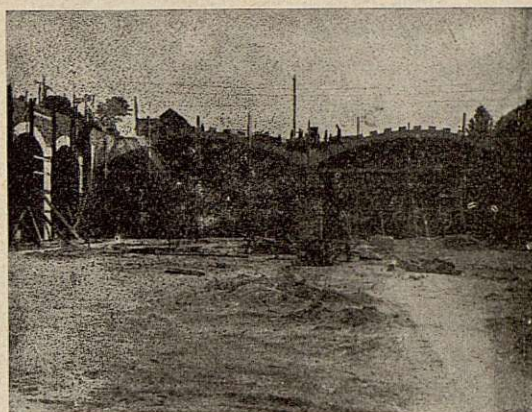


Fig. 6

vechamos 12 metros de la calle y expropiamos 24 metros a uno de los lados, con lo que el valor de las expropiaciones se ha reducido al mínimo posible, teniendo en cuenta que, por ser el tipo de edificación



Fig. 7

de Ciudad Jardín, solamente ha sido preciso expropiar una línea de hoteles.

Ya hemos dicho que la diferencia de nivel entre la vía en construcción y las edificaciones es de más de 10 metros, y en los 400 metros de zona edificada es preciso contener los desmontes con muros, y ya se comprende que el tipo de muro que se elija tiene gran importancia, tanto económica como estéticamente considerado.

Los muros los proyectamos de contrafuertes, formados por pilares distantes 5 metros en los que se apoya una bóveda de eje vertical que contiene el terreno; para estabilizar estos pilares se voltea una bóveda sobre cada dos, y sobre ella se construye un tímpano, y el peso de los tímpanos y tierras sirve para estabilizar los pilares. En la figura 3 *a, b, c, d, e*, vemos las dimensiones de los muros, y en la figura 4, la fotografía muestra la bóveda de eje vertical y las cimbras para la bóveda de eje horizontal.

La figura 5 es la perspectiva del conjunto de la obra proyectada.

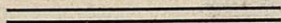
La figura 6 es del estado de la obra del viaducto de cruce en julio de este año. Este viaducto se construye sin cortar el tráfico en la Ciudad Lineal, para lo cual se han trasladado los servicios de agua, tranvía y carretera a la mitad del ancho. Construimos la mitad del viaducto como se ve en la figura 7. Una

vez construido daremos paso a los servicios sobre esta mitad y construiremos el resto.

Ya se ve que las soluciones adoptadas tienen carácter completamente local y que no permite generalizaciones, pero esta condición especial es la que nos lleva a detallarla, ya que el conjunto de la obra, con más de 700 metros de muros de alturas, que llegan a los 14 metros, de un viaducto de 40 metros de anchura y del acueducto para el cruce del canal del Este del Canal de Isabel II, no llega a los 5.000.000 de pesetas. Y su estética la juzgamos agradable y entonada con el ambiente que la rodea, si se utilizan materiales apropiados y económicos.

En general, los aristones e impostas son de piedra blanca artificial previamente moldeada, y los tímpanos y lienzos, de ladrillo.

Madrid, 20 de agosto de 1949.



N.º 36. - Preparación de los áridos de aglomerado asfáltico para pavimentos

Autor: D. LUIS SIERRA PIQUERA

Ingeniero de Caminos

Actualmente, gran parte de las obras que construye el ingeniero están formadas por elementos menudos que, unidos por un aglomerante, forman una unidad apta para realizar el servicio que se desea. Variando las características de los elementos menudos o áridos, las del aglomerante, o solamente la forma de ponerlos en obra, se consiguen materiales de características distintas. Todo el estudio de la técnica moderna de la construcción está basado en determinar la manera cómo influyen en las características de los materiales que se obtienen, la variación de los áridos, los aglomerantes o los de su puesta en obra y en lograr que, en cada caso, las características de los materiales que resulten sean las más aptas para la clase de esfuerzos que tienen que resistir. Así, el árido del hormigón de cemento de una pieza que resista a compresión, no debe tener las mismas características del de un hormigón para capa de rodadura de un pavimento que ha de resistir fundamentalmente esfuerzos de desgaste y tangenciales producidos por el tráfico, y esta relación entre la preparación de los elementos que forman los materiales y la aptitud de los materiales

resultantes para resistir determinados esfuerzos son la preocupación actual de los técnicos.

El pavimento de una vía de comunicación llena dos funciones esenciales, que son: resistir los esfuerzos superficiales del tráfico y transmitir al terreno las cargas verticales del mismo.

Esta diferencia de esfuerzos lleva a que, en muchos casos, el pavimento se descomponga en dos partes: una, la capa de rodadura apta para resistir los esfuerzos superficiales, y otra, una base o cimiento para transmitir las cargas verticales al terreno.

En este trabajo vamos a ocuparnos de la preparación de la capa de rodadura, cuando ésta se forma con un aglomerado bituminoso.

Los pavimentos asfálticos son los que resultan más económicos al tráfico, por el menor desgaste que producen a las llantas de caucho, pero este menor desgaste, debido a la poca rugosidad de esa clase de pavimentos, puede convertirlos en deslizantes, deslizamiento que aumenta con determinadas condiciones atmosféricas y que puede llegar a ser muy peligroso para el tráfico. Por tanto, hemos de procurar que el pavi-

mento tenga una superficie adherente al tráfico. Por otra parte, el aglomerante asfáltico, cualesquiera que sean sus características, no es apto para resistir el desgaste; por lo tanto, preparamos el aglomerado de tal forma que su superficie sea un mosaico formado por el árido, con la cantidad justa de aglomerante para unir los granos entre sí. Cuando la cantidad de aglomerante que se utiliza es estricta, si el árido de la superficie es de grano menudo, salta con facilidad con el tráfico, y, por lo tanto, la superficie del aglomerado deberá estar formada por un mosaico de árido grueso.

Por ser la finalidad única de la capa de rodadura la de resistir los esfuerzos superficiales, para lo cual va siempre colocada sobre otra de cimiento, no debe de tener gran espesor; creemos que no debe pasar nunca de cinco centímetros y entendemos también que debe hacerse de una sola vez.

La capa de aglomerado debe ser indeformable por el tráfico, y esto se consigue formando un esqueleto resistente con árido del mayor tamaño posible. Claro es, que con la limitación de que pueda colocarse bien en obra el aglomerado resultante. Por ejemplo, para una capa de cuatro centímetros de espesor, el árido de tamaño no debe pasar de 2,5 centímetros, pero debe llegar a ellos.

Es de extraordinaria importancia la forma de los granos del árido; debe ser cúbica y nunca en lascas. Los granos en forma de laja dan mala compacidad al aglomerado, y, en la superficie, saltan con mayor facilidad que los de forma cúbica, por la acción del tráfico.

Creemos innecesario decir que la calidad de la piedra será la de mayor resistencia posible al desgaste.

Resumiendo, el árido será de piedra resistente al desgaste, de granos de forma cúbica, el tamaño máximo será de dos tercios el espesor de la capa, la cantidad, la proporción de granos de tamaño superior a los doce milímetros, se aproximará al 50 % para que el mosaico superficial sea de granos de tamaño grueso. Y, desde luego, tendrá la máxima compacidad.

Con estos datos hemos llegado a definir el árido representado por la curva de la figura 1.

Vamos a detallar el procedimiento práctico a que hemos llegado para conseguir un árido de estas características.

Para conseguir gravilla de forma cilíndrica, es ne-

Modulación del árido

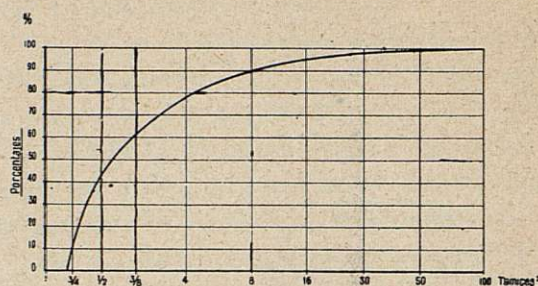


Fig. 1

cesario que el machaqueo se haga en forma escalonada. Es decir, que si alimentamos una machacadora de cualquier tipo con piedra de 12 centímetros para obtener gravilla de 2,5 centímetros, la gravilla tendrá lascas, porque la piedra, en lugar de triturarse, se quebranta, partiéndose por sus planos de cristalización. Para que la forma de la gravilla sea cúbica, es preciso que a cada paso por la machacadora, la piedra no disminuya más de 3 centímetros de tamaño. Así, en el caso anterior, deberá la piedra pasar tres veces por la trituradora debidamente regulada para cada pasada. Y de esta forma, con la trituración escalonada, se consigue el que los granos sean de forma cúbica, y para que la modulación de tamaños se aproxime a la curva de máxima compacidad, la última pasada debe hacerse por un giro-gravillador.

Claro es que, si preparamos una serie de tamices de distintos tamaños y separamos los de la gravilla y los mezclamos después en la proporción deseada, tendríamos resuelto el problema; pero esta operación de mezcla, si no se realiza con un dosificador automático, el hacerlo a mano supone gran imprecisión, que se traduce en la falta de homogeneidad de la superficie del pavimento. Ante la dificultad actual para importar maquinaria para la dosificación mecánica, hemos ideado el procedimiento que vamos a explicar.

Como es necesario el machacar la piedra escalonadamente para conseguir la forma cúbica, vemos que, variando los tamaños de entrada y de salida en cada pasada, varía la modulación del tamaño de los granos de la gravilla resultante, y la solución consiste en regular las máquinas de forma que la modulación del árido sea la deseada.

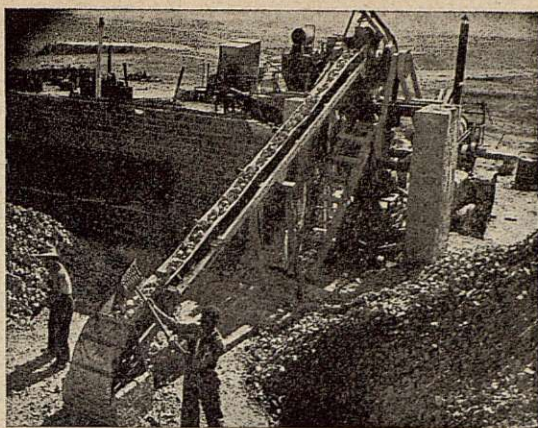


Foto 1

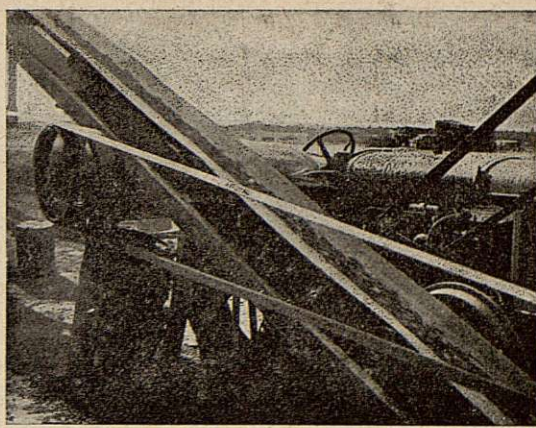


Foto 4

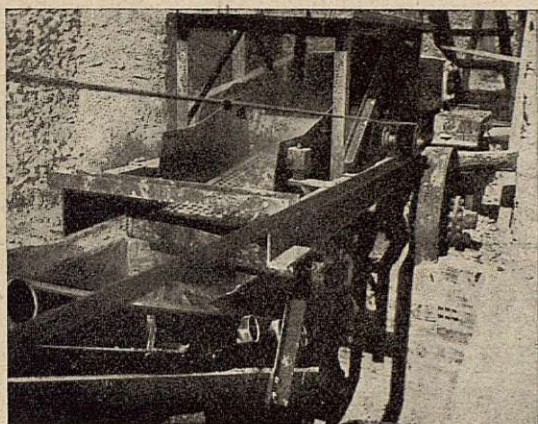


Foto 2

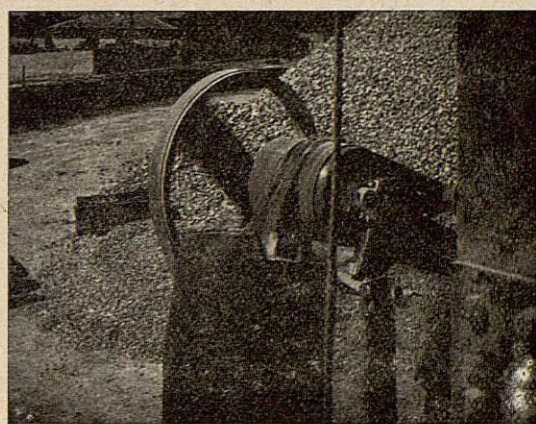


Foto 5

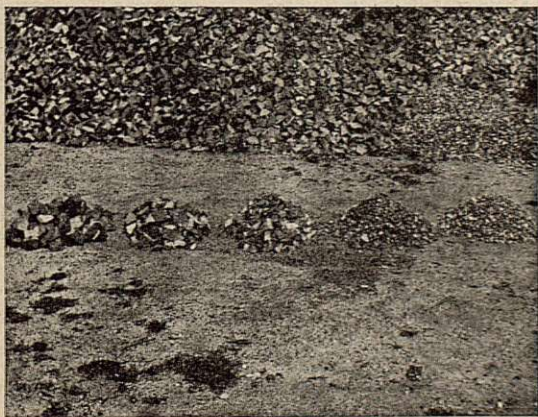


Foto 3



Foto 6

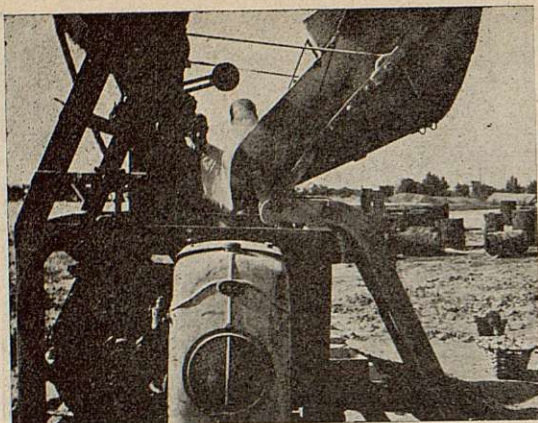


Foto 7

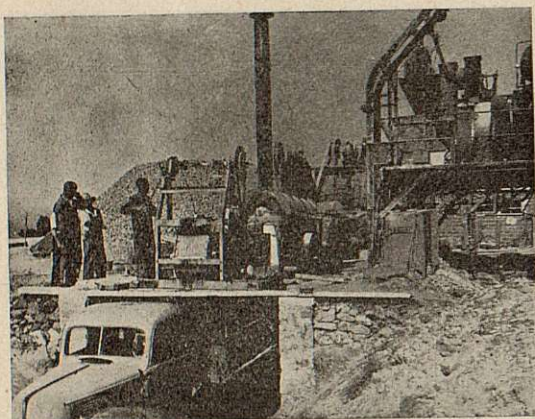


Foto 8



Foto 9

A este fin, con la piedra acopiada de tamaño homogéneo de 12 centímetros, hemos dispuesto dos machacadoras de mandíbulas y un giro-gravillador, y hemos regulado en forma debida las tres máquinas, y solamente pasamos el árido al final por un tamiz de 2,5 centímetros para separar los granos de tamaño mayor al límite fijado. Hemos necesitado el uso de este tamiz y no ajustamos exactamente las máquinas, porque si no, no ajustamos el porcentaje debido de granos de más de 12 milímetros. Pero, de esta forma, sin las costosas operaciones de selección y de mezclado, que, además, hecho a mano es impreciso, obtenemos el árido deseado. Además, triturando la piedra escalonadamente, el rendimiento de las máquinas aumenta de manera impresionante, disminuye su desgaste y se hace más económica la operación de trituración. De esta forma hemos conseguido, práctica y económicamente, dar solución al problema técnico que teníamos planteado.

La disposición de la maquinaria la vemos en la foto 1, en la que se han colocado una sobre otra tres máquinas trituradoras; las dos primeras, son machacadoras de mandíbulas, y la última, es un giro-gravillador. Un elevador de cinta alimenta de piedra a la máquina colocada en la parte superior, y, por gravedad, pasa aquélla por las otras dos. En la foto 2 se ve la piedra que sale del giro-gravillador, y que pasa por el tamiz de 2,5 centímetros.

En la foto 3 vemos los montones, 1.º, de piedra acopiada; 2.º, de piedra pasada por la primera machacadora; 3.º, de piedra pasada por la segunda machacadora; 4.º, de piedra pasada por el giro-gravilla, do, y 5.º, de piedra pasada por el tamiz 2-5 centímetros, que es el diámetro del árido que empleamos. La fotografía 4, es del elevador del árido a la calentadora, que en la fotografía 5 le vemos verter en chorro continuo de árido perfectamente modulado. En la fotografía 6, el árido caliente cae a la tolva de la mezcladora; en la fotografía 7, la tolva vierte a la mezcladora. Una vez unido el árido al aglomerante y antes de terminar el amasado, se le añade un «filler». El «filler» es necesario, porque, preparado el árido para que forme el mosaico superficial de gruesos y el esqueleto resistente, no se puede alcanzar la compacidad a que se llegaría de no imponerle estas condiciones. El «filler» debe ser polvo impalpable que pase el ta-

miz número 100 de la serie de Tyler. Con el árido cuya curva hemos representado en la figura 1.^a precisamos emplear 60 kilogramos de aglomerante por metro cúbico de árido, y 50 litros de «filler».

En la fotografía 8 vemos la mezcladora vertiendo directamente el aglomerado al camión que lo transporta a la obra.

El aglomerado fabricado debe extenderse de forma

mecánica, sin ninguna manipulación, para evitar la separación de los distintos elementos. De esta forma, una vez extendido y con sólo dos pasadas de apisonadora para igualarlo y antes de la consolidación, el pavimento tiene el aspecto de la fotografía 9, que es el deseado.

Madrid, 13 de agosto de 1949.

N.º 55. - Nota acerca del proyecto y construcción del puente de Portillo sobre el río Bogotá

Autor: D. ENRIQUE GARCÍA REYES

Ingeniero de Caminos

El 25 de septiembre de 1949 se celebró la inauguración del puente de hormigón armado sobre el río Bogotá, en la carretera departamental Bogotá-Girardot. La presente nota tiene por objeto únicamente dar cuenta de la realización de esta interesante obra, ya que, desgraciadamente, no ha habido tiempo bastante para

hacer una descripción detallada del proyecto y de los métodos empleados en la construcción.

Por las fotografías 1 y 2 adjuntas se puede apreciar el aspecto general de la estructura. Se compone de dos luces, de 35 metros y 23 metros, con una pila central y dos extremas. La luz de 35 m. está formada

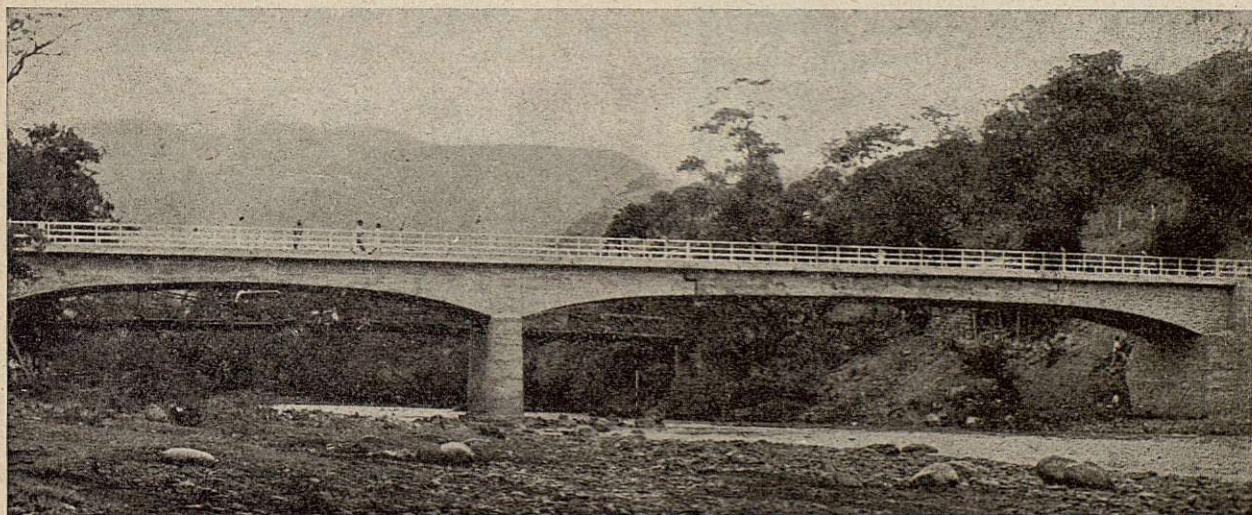


Foto 1.—Vista de conjunto de la obra.

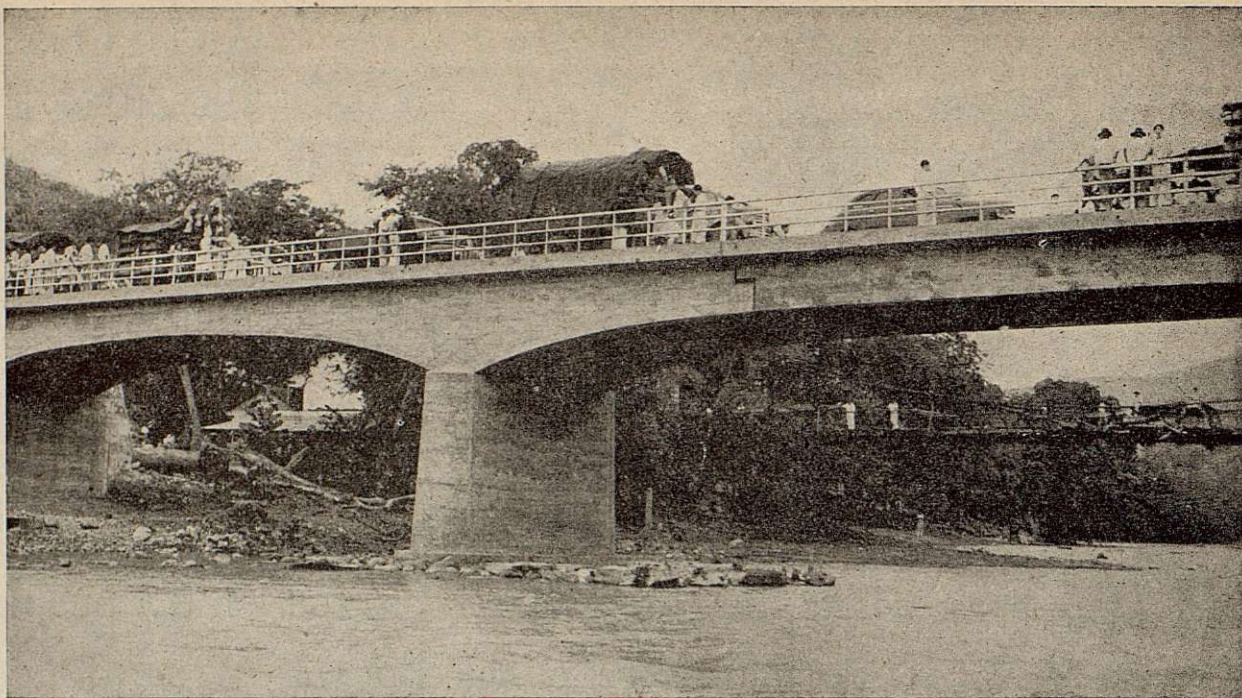


Foto 2.—Detalle. Pila central y apoyo del tramo de 18 metros, durante la inauguración del puente.
(Al fondo se ve el puente viejo.)

por un tramo de 18 m. apoyado en los extremos de dos ménsulas de hormigón armado de 8,50 m. de longitud. La ménsula del lado Bogotá está enlazada rigidamente a un contrapeso de hormigón armado de 9,90 m. de longitud por 6,50 m. de ancho y 4 m. de altura. Con este contrapeso se consigue la carga necesaria para el equilibrio de la ménsula con el margen de seguridad necesario. La ménsula del lado de Girardot queda enlazada con el tramo contiguo, simplemente apoyado, de 23 m. de luz. Transversalmente ambos tramos se componen de 4 vigas solidarias con el tablero, que vuela a cada lado 0,60 m., y así se obtiene un ancho total de 6,50 m.

Tanto la luz principal como la secundaria, están, por lo tanto, formadas por vigas simplemente apoyadas. La estructura es, pues, isostática. Con ella se consigue gran reducción en los pesos permanentes, lo que redundará, en definitiva, en economía del presupuesto. Las vigas tienen momento de inercia variable. Se adapta, en cierto modo, a la tendencia general de las leyes de momentos. En el centro de la luz la altura total de la viga es de 1,20 m., y de 2,50 m., en correspondencia con los apoyos.

CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA

La pila central y el apoyo del lado de Girardot se cimentaron mediante cajones sin fondo, de hormigón armado. En ambos se alcanzó la profundidad de 7 m. El apoyo del lado de Bogotá se pudo cimentar directamente, por aflorar el terreno firme a unos 3 m. bajo el nivel medio del río. Fotografía 3.

Una vez hincados los cajones sin fondo, se rellenaron de hormigón ciclópeo, y hubo que recurrir, con exce-

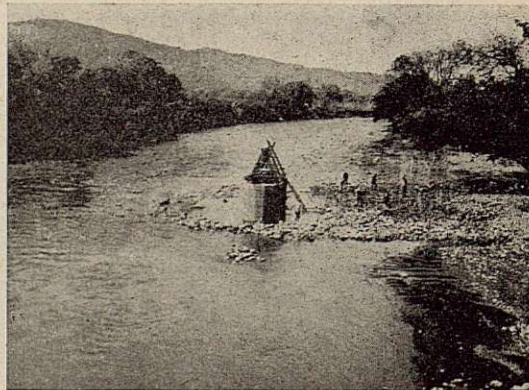


Foto 3.—Detalle del cajón-cimiento durante la hínca.

lente éxito, al empleo de un acelerante para taponar las grandes vías de agua que entraban con bastante presión por la base del cajón.

La altura de la rasante sobre el nivel de aguas mínimas es de 7 m.; por lo tanto, la altura de la pila central resultó de 4,50 m. Las otras pilas son más bajas, dada la configuración del terreno. El ancho de las pilas en el plano de apoyo es de 1,50 m. y tienen sus paramentos un talud transversal de 1/30.

La ejecución de las ménsulas y la del tramo secundario de 23 m. de luz no presenta ninguna característica especial, y todas estas partes de la obra se construyeron sobre cimbras fijadas apoyadas en el cauce, aprovechando las épocas de sequía. Fotografías 4 y 5.

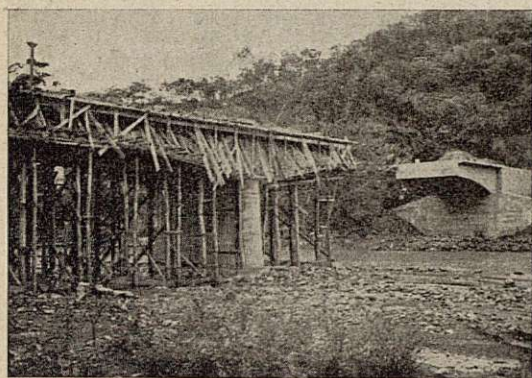


Foto 4.—Ménsula del lado de Bogotá terminada, y tramo de 23 metros y ménsula del lado de Girardot, sobre la cimbra

En cambio, la construcción del tramo central simplemente apoyado en las ménsulas presentaba dificultades muy grandes, si se quería eliminar el peligro de que la cimbra pudiera sufrir el ataque de las aguas. En esta zona central, las aguas, sobre todo, en época de avenidas, llevan gran velocidad, y, por ello, se procedió al estudio de una solución que evitara estos inconvenientes. Fotografías 6 y 7.

Se proyectó como cimbra un verdadero puente de madera de tablero inferior, de 19,60 m. de longitud, apoyado en los extremos de las ménsulas. Fotografías 8 y 9. Aunque, mediante el diagrama de Williot, se calcularon las deformaciones posibles, siempre existía el peligro de que se excedieran en la realidad, contando con el ajuste de las uniones, y con la importante luz del tramo. El puente proyectado consistió en 4 cerchas de madera, con triangulación tipo Howe, es decir, con mon-

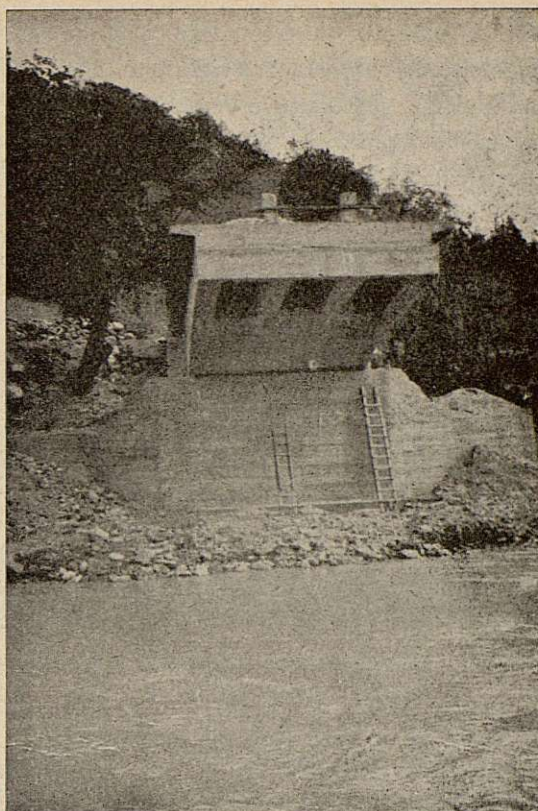


Foto 5.—Ménsula del lado de Bogotá.

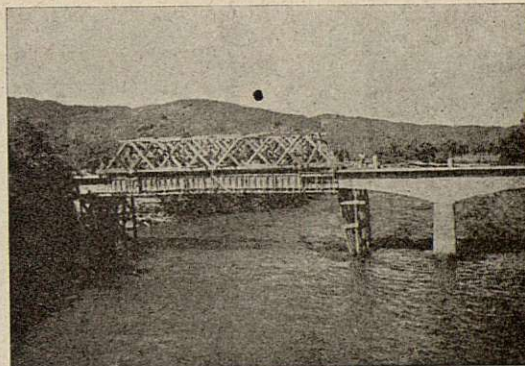


Foto 6.—Vista de la cimbra del tramo central y de los castilletes provisionales para instalar los flexímetros.

tantes a tracción, y contradiagonales en todos los paneles, para aumentar la rigidez.

Para estudiar bien el comportamiento elástico de estas cerchas, se hizo un modelo reducido en escala 1/10 y se ensayó hasta la rotura en el Laboratorio de Resistencia de Materiales, de la Universidad Nacional. Fotografía 10.

De estas cuatro cerchas, con altura total de 2,62 m., se colgó el encofrado de las 4 vigas que constituyen el tramo. Mientras se cargaba el hormigón se fueron haciendo medidas precisas de los asientos y deformaciones de la cimbra, la cual se comportó perfectamente.

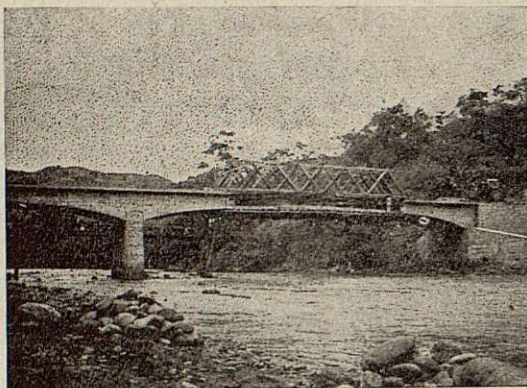


Foto 7.—Otra fase de la construcción del tramo central.

La contraflecha final en el centro del tramo era de 10 cm. y se dejó un margen de 7 cm. más. Pues bien, de estos 7 cm. Sólo bajó 4 cm. la cimbra, quedando, por tanto, una contraflecha 3 cm. mayor de la

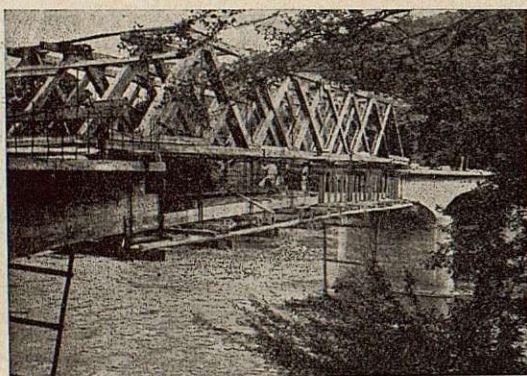


Foto 8.—Colocación de las armaduras del tramo central.

prevista, lo que no constituye ningún inconveniente, sino que, antes bien, contribuye a hacer más favorable la curva de intradós de la luz principal. Por las fotografías adjuntas se puede apreciar la marcha de estos trabajos.

Para descimbrar este tramo bastó con aflojar las tuercas de las varillas donde enlazaban las piezas transversales de apoyo de los encofrados, y así, con toda

suavidad, pudo irse poniendo en carga esta parte de la obra. Se hicieron mediciones cuidadosas, mediante flexómetros colocados en los extremos y por nivelaciones en diferentes puntos de cada viga, haciendo lecturas de niveles de precisión (colocados en el apoyo del lado de Bogotá) sobre unas reglas colocadas en sitios adecuados y divididas hasta el medio centímetro.

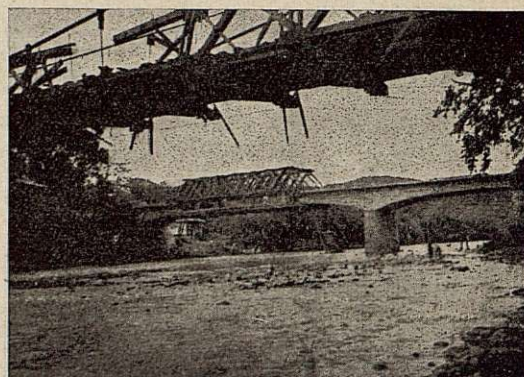


Foto 9.—Aspecto general de la obra durante la construcción del tramo central. En primer término el puente viejo, del que se aprecia su lamentable estado.

Se consiguió así ejecutar la parte más delicada de la obra sin presentar obstáculo alguno al paso de las aguas. Se proyecta, para complementar este trabajo y alcanzar mayor economía, utilizar este puente-cimbra

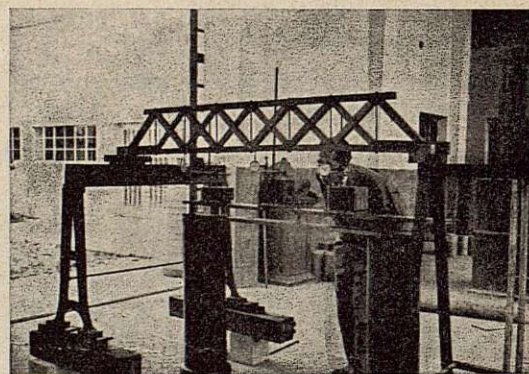


Foto 10.—Modelo reducido de la cimbra, para ensayo hasta rotura en el Laboratorio de la Facultad de Ingeniería.

en otras obras análogas, bien para el Ministerio de Obras Públicas o para el mismo Departamento. Todavía no se ha encontrado ocasión para ello, aunque sería bien fácil hacerlo, porque la madera está numera-

da pieza por pieza, lo mismo que las platinas, varillas y demás elementos metálicos.

El peso propio del puente-cimbra y el del hormigón fresco de las vigas y losa del tramo central, alcanzaba a cerca de 140 toneladas. Para que esta carga tan considerable no diera deformaciones excesivas en la viga de madera, se hizo un refuerzo, especialmente en los empalmes de la cuerda de tracción, mediante varillas soldadas a las pletinas. También se obtuvo rigidez adi-

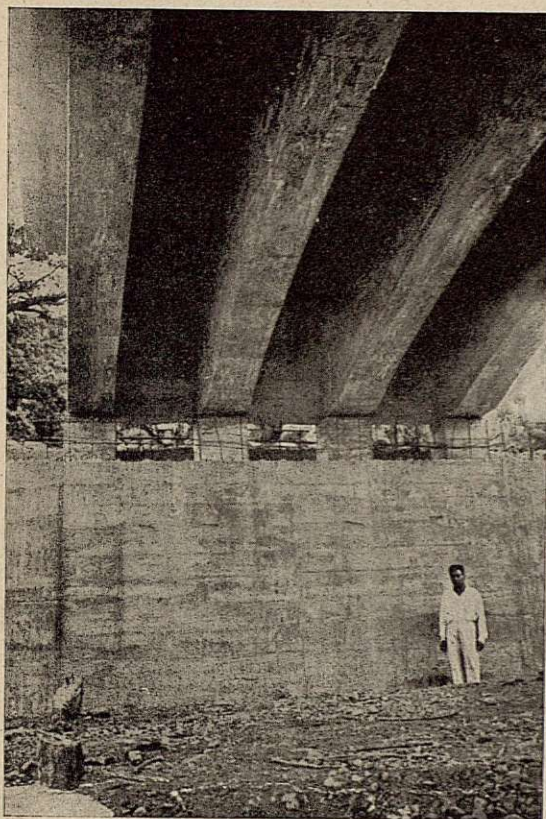


Foto 11.—Aparatos de apoyo pendulares del tramo de 23 metros sobre la pila del lado de Girardot.

cional en el conjunto por medio de un cable en correspondencia con cada cercha. Cada cable quedó enlazado con fuertes anclajes que se establecieron en las zonas de mayor altura de las vigas, es decir, en correspondencia con los apoyos.

Para fijar la dosificación del hormigón que se utilizó en esta obra, se procedió a repetidos ensayos de las mezclas y a selección cuidadosa de los agregados. Se utilizó arena del Guamo —conocida en Colombia por sus excepcionales características— y triturado ob-

tenido en la propia obra, machacando cantos rodados escogidos en el lugar del ponteadero. Se consiguieron muy buenas resistencias. La resistencia normal empleada en el cálculo fué de 2.500 libras por pulgada cuadrada = 175 kg/cm^2 a los 28 días, excepto para los pendulares de apoyo y para las ménsulas cortas, de 0,50 m., apoyo del tramo central, en que se especificó una resistencia de $3.000 \text{ lib/pulg}^2 = 210 \text{ kg/cm}^2$. Pues bien, en estos puntos más delicados los resultados del hormigón empleado, según los ensayos del Laboratorio de la Facultad de Ingeniería, se obtuvieron resistencias de más de 3.000 lib/pulg^2 a los 7 días. El cemento utilizado procedió todo de la Fábrica de Apulo, de la Compañía de Cementos Portland «Diamante».

Las armaduras principales de todos los tramos están constituidas por varillas redondas de 1-1/4" (32 mm.). Todas las varillas van soldadas a tope, con recrecimiento de la sección, de acuerdo con las normas corrientes sobre esta materia. Los muchos ensayos de rotura realizados en el Laboratorio de la Facultad de Ingeniería permiten asegurar el buen comportamiento de este tipo de empalmes. En ningún caso falló ninguna soldadura, y el porcentaje de empalmes que se rompieron no alcanza al 5 % de los ensayados.

Es interesante, por último, detallar el tipo de aparatos de apoyo utilizados en cada soporte. El tramo central apoya en un extremo en un aparato fijo constituido por una platina con cierta curvatura y otra platina plana y un pivote de sujeción. El otro extremo va provisto de una caja de 4 rodillos de 2" (50 mm.), y tanto este dispositivo como el otro fueron ejecutados en un taller de Bogotá.

El tramo de 23 m. apoya en la pila central por intermedio de platinas metálicas y varillas pasantes entre el tramo y el apoyo; en el otro extremo lleva, como aparece en la fotografía núm. 11, bloques de hormigón de sistema pendular, lo que asegura el isostatismo del sistema. El apoyo de la ménsula del lado de Bogotá se hace, como es lo corriente, sobre unas platinas de articulación fija. Antes de dar al servicio la obra se procedió a hacer ensayos de carga de la misma. Se hicieron circular series de camiones en las dos direcciones a diferentes velocidades, midiéndose las flechas. También se midieron con cargas estáticas, demostrando el puente en todo caso un magnífico comportamien-

to, ya que cesaron las deformaciones una vez desaparecidas las causas.

Es imposible en una breve nota como ésta entrar en tantos detalles como serían necesarios para describir suficientemente la obra, así como los datos de las pruebas. Hemos querido, sin embargo, atender los amables requerimientos de algunos distinguidos ingenieros que deseaban que en el presente Congreso de Ingeniería figurara alguna realización reciente en Colombia.

La obra descrita de modo tan sucinto ha sido proyectada por el que suscribe y construída igualmente bajo su dirección por intermedio de la Sociedad Constructora Ingecon, S. A., contratista de la obra, de la que es Director Gerente. El puente corresponde, como se ha dicho, a la carretera de Bogotá a Girardot, a cargo de la Secretaría de Obras Públicas del Departamento de Cundinamarca (Colombia, Suramérica).

Madrid, marzo de 1950.

N.º 128. - Pavimento de aeropuertos resuelto con pistas elásticas⁽¹⁾

Autor: D. FRANCISCO MOLINÀ SUBIRAT

Ingeniero Aeronáutico

CAPÍTULO I

CONSIDERACIONES GENERALES

NECESIDAD DEL PAVIMENTO

El tráfico aéreo necesita, para su buen rendimiento, estrecha relación entre el avión y sus instalaciones en tierra. La seguridad, que es uno de los factores que lo rigen, depende, al principio y fin de cada vuelo, de las facilidades de aterrizaje, para las que es primordial el pavimento.

En efecto, la rápida progresión del peso de los aviones en los últimos tiempos, con el consiguiente aumento en la presión de los neumáticos para sustentarlos en tierra, conduce a cargas sobre el terreno que éste no es capaz de soportar. Las Normas Internacionales que recogen la experiencia adquirida en este aspecto fijan las presiones de inflado que se deben

tener en cuenta en cada tipo de aeropuerto, y exigen, salvo en el tipo más pequeño, considerar presiones de inflado superiores a 4,5 Kg/cm², que, aumentadas por los efectos de vibraciones, impacto, etc., obligan a cargas de trabajo que rebasan los 6 Kg/cm², prohibitivas para la gran mayoría de los terrenos naturales.

Aun para los pequeños «Aero-Clubs», los 2,5 Kg/cm² de inflado se convierten por el mismo factor en más de 3,4 Kg/cm², que, aun dentro de los límites de trabajo de la mayor parte de los suelos, pueden llegar a ser prohibitivos para muchos de ellos, cuando las condiciones de humedad y heladas no son favorables.

Pero aún hay otro factor que precisa considerar: la comodidad. Ésta exige la creación de una superficie de rodadura agradable que, al tiempo que evite el excesivo desgaste de las ruedas, elimine totalmente el polvo y el barro. Esto se hace necesario en los tipos mayores de aeropuertos para mantener el intenso tráfico de una aviación comercial, y en los pequeños no se comprende una aviación deportiva y de turismo entre lodazales y nubes de polvo.

Así, pues, cada tipo requiere el pavimento que satisfaga las necesidades de su tráfico, y el estudio de

(1) El presente trabajo es fruto de los estudios realizados y de la experiencia adquirida en la construcción del Aeropuerto Transoceánico de Barcelona, por lo que ha sido muy valiosa la colaboración prestada por los compañeros en dicha Organización, los Ingenieros Aeronáuticos D. Pedro F. Bujarrabal y Silva, D. Miguel Alcalá Mata y D. José M.^a Errando Grau, así como por el Arquitecto D. Roberto Terradas Vía.

ellos, dentro del campo de los flexibles, es el objeto del presente trabajo.

SU IMPORTANCIA PRIMORDIAL

Se ha visto que el pavimento es lo que da al aeropuerto su condición de ser, y, sin él, no se concibe como tal. Los otros elementos se crean para servirlo, aunque sólo de la coordinación de entre todos puede esperarse técnicamente un buen resultado.

Por representar el mayor volumen de obra, también es la partida más costosa, y, como tal, hay que considerarla. Es muy necesaria la coordinación ya dicha para llegar económicamente a la mejor solución.

CONSECUENCIAS DE SU IMPORTANCIA

Es consecuencia de la necesidad e importancia del pavimento el que su proyecto definitivo sea precedido de un estudio detenido de todos los elementos que intervienen, para que su construcción sea duradera, su entretenimiento reducido y para que su uso pueda responder a las previsiones hechas sobre la naturaleza y densidad del trabajo.

Sin el estudio serio de todos estos factores y condiciones es imposible llegar a una buena solución. Así, podrán también desecharse aquéllas que pareciendo en principio más baratas no resultan luego las más económicas, al exigir costoso entretenimiento para atender las necesidades de un tráfico intenso.

VARIEDAD DE TIPOS

En el tipo y proyecto de un pavimento, que ha de fundarse siempre en la seguridad económica, influyen muchos factores que determinan su variación con el lugar, por ser también distintos aquéllos. El terreno, los materiales disponibles, las costumbres locales de construcción, las condiciones meteorológicas y el volumen del presupuesto, son elementos cuyo conjunto determina la solución apropiada. Finalmente, también influyen la experiencia del proyectista, ya que se comprende que, ante la complejidad de los problemas presentados, varios ingenieros pueden dar soluciones distintas, y todas acertadas.

VARIEDAD DE MÉTODOS DE CÁLCULO

La sección y espesor del pavimento dependen principalmente de la naturaleza del terreno y de las car-

gas. Los estudios y experimentos adquiridos en su construcción se han reunido en los diversos métodos de cálculo que aseguran el buen éxito del proyecto. Por eso, resulta innecesaria y hasta peligrosa cualquier innovación no contrastada en este aspecto.

INFLUENCIA DEL TERRENO Y DEL AVENAMIENTO

Es tan decisiva la influencia del terreno de fundación y del avenamiento en la bondad de un pavimento, que la mayor parte de los fracasos han sido debidos a no considerar debidamente aquéllos factores. Se necesitan conjuntamente un terreno bien consolidado y adecuado avenamiento. Y es fácil darse cuenta de que, no por aumentar el espesor de un pavimento, se mejora un terreno de fundación inapropiado y mal avenado. Efectuar tal cosa significaría tergiversar el concepto de pavimento.

CAPÍTULO II

DESCRIPCIÓN

OBJETO, DEFINICIÓN, CLASIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE TRABAJO

El objeto del pavimento es soportar la carga que le transmite el avión y repartirla en el terreno sobre el que se funda, en proporciones que la pueda resistir.

Por esto, se puede definir el pavimento como superficie construída sobre el terreno para poder resistir los efectos de las cargas y de los agentes atmosféricos.

Por su constitución y modo particular de trabajo, se dividen en dos tipos distintos que los definen perfectamente: pavimentos flexibles y pavimentos rígidos.

Los pavimentos flexibles tienen características elásticas muy parecidas al terreno natural, al que transmiten íntegramente la carga según la clásica curva campaniforme; pueden considerarse parte intrínseca de la superficie terrestre para utilizar y aprovechar su capacidad de carga. En su trabajo, apenas presentan resistencia a la flexión, por lo que puede despreciarse; acompañan al terreno en su deformación, llegando a soportar flechas de hasta 1,25 cm. sin que se produzcan grietas, y están, por tanto, muy ligados en su comportamiento al del terreno de fundación.

Los pavimentos rígidos no trabajan solamente a compresión, sino que también se flexan bajo la acción

de las cargas, las cuales distribuyen sobre una gran superficie, por lo que son más activos en su trabajo. El esfuerzo en las placas depende del valor de la reacción vertical K_z , es decir, de las propiedades físicas del suelo por su coeficiente de balasto K y de la flecha producida z ; al ser ésta muy pequeña por el valor de su rigidez no se aprovecha toda la resistencia del terreno y tienen que soportar buena parte de la carga. Tampoco acompañan en su movimiento a la capa sobre la que descansan, si ésta se modifica por cualquier causa.

ELECCIÓN DE TIPO DE PAVIMENTO

Sobre todas las circunstancias que se ha visto influyen en el tipo de pavimento destaca, particularmente, el terreno de fundación. En un asiento de éste, posible, sobre todo, si es muy plástico, un pavimento flexible lo acompañará asentando en áreas amplias, pero sin agrietarse; en un pavimento rígido puede dar lugar a que, al quedar sin reacción vertical del suelo, se produzca un agrietado del pavimento; es decir, que el asiento del terreno puede producir el colapso de la placa. Para evitar esta eventualidad donde sea posible, habría que proyectar losas de gran resistencia a la flexión y resultaría antieconómico.

En su comparación es preciso tener en cuenta también otras circunstancias. Los pavimentos flexibles agotan la capacidad de carga del terreno, y, en el aspecto económico, son más baratos de coste inicial en sitios donde se disponga de piedra y grava; su entretenimiento, aunque fácil, es más caro, porque requieren periódicamente un riego superficial para mantener la capa de sellado en buenas condiciones, y su construcción y reparación, en general, más sencilla en cuanto se refiere a equipos y a materiales necesarios. Tienen también la ventaja de que es posible el aumento progresivo de espesor con las necesidades, lo que permite la construcción por etapas.

En los rígidos, que no agotan toda la resistencia del terreno, el espesor del hormigón, no susceptible de aumento, crece mucho en terrenos expuestos a heladas, y en los de calidad inferior al E-5, si no tienen excelente avenamiento; en grandes aeropuertos exigen también la construcción de un buen cimiento, la mayoría de las veces de piedra. La ventaja que parecen tener en la superficie de rodadura no es muy defini-

tiva, porque hoy también se construyen en los tipos flexibles de magníficas condiciones. En cambio, sí ofrecen mayor resistencia al calentamiento y chorreo de aceite y gasolina que se pueden producir en las pruebas de los motores.

Por todo ello, para la elección de uno u otro hay antes que analizar profundamente todos estos factores. De todas formas, creemos que un pavimento rígido deberá emplearse sólo en terrenos donde no haya probabilidad de asientos y que deben dejarse los flexibles para aquellos otros donde no pueda predecirse con certeza la falta de los mismos. Si el terreno permite la construcción de los dos tipos, un proyecto equilibrado usaría el pavimento rígido en las zonas de detención y estacionamiento, y el flexible en el resto de los caminos de rodadura y en las pistas de vuelo. Esto proporcionaría, además, la ventaja de que su distinto color facilitaría su diferenciación desde el aire.

ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UNA SECCIÓN TIPO

a) PAVIMENTO PROPIAMENTE DICHO.

Para la obtención de un buen pavimento, tanto desde el punto de vista de su función como del económico, se construye en varias capas de características bien definidas. Empezando por las inferiores son (Figura 1.ª):

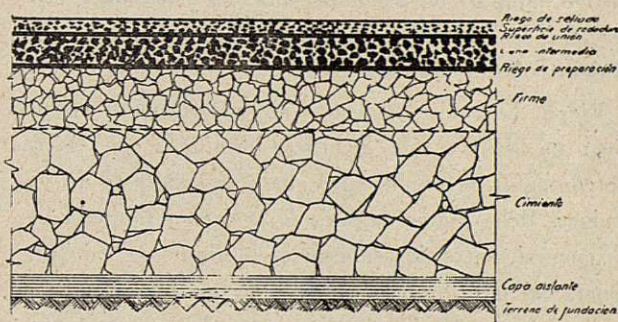


Fig. 1

Sección tipo de un pavimento bituminoso.

Cimiento: Construido en el terreno de fundación al que transmite la carga recibida. Su principal condición es la estabilidad y, si no se construye como el firme, es exclusivamente por razones de economía. Algunas veces el cimiento puede ser natural, pero la mayoría de las veces hay que recurrir a un cimiento de

tipo granular, donde los materiales disponibles lo permitan, o a un cimientó «Telford», en terrenos malos y con fuertes cargas. En todo caso, los materiales reunirán las características necesarias de resistencia, facilidad de buen avenamiento e insensibilidad a las heladas para asegurar la estabilidad y conservación del pavimento.

Firme: Es el principalmente encargado de soportar la carga, la que transmite al cimientó muy amortiguada y al que también ha de preservar de los agentes atmosféricos. Por ello necesita resistencia, compacidad y estabilidad, y que su volumen no sea sensible al grado de humedad y temperatura. Se construye con piedra partida bien graduada, ligada con recebo o productos bituminosos.

Riego de preparación: Con objeto de trabar e impermeabilizar la parte superior de un firme, y asegurar el debido enlace entre él y las capas superiores, se termina con un riego bituminoso superficial. No se aplica, generalmente, a firmes bituminosos, y siempre en los no bituminosos; también forma parte esencial de un tratamiento superficial.

Capa intermedia: Se utiliza esta capa bituminosa para eliminar las irregularidades del firme, construir un pavimento a nivel superior al existente o reducir el espesor de la superficie de rodadura según el total requerido. Con ello se consigue atender mejor al empleo económico de los materiales, las necesidades especiales, las limitaciones prácticas en la construcción, el desarrollo de las etapas, etc.

Riego de unión: Consiste en la aplicación de un riego de betún a una superficie terminada con objeto de conseguir su unión entre ella y la superficie de rodadura. Debe usarse después de la capa intermedia, y, en general, entre dos superficies bituminosas. Se diferencia del anteriormente descrito en que en el de unión no se cuenta con la penetración en la superficie terminada.

Superficie de rodadura: Ha de ser resistente al desgaste y a los esfuerzos tangenciales producidos por el impacto, rodadura y frenado de los aviones, de modo que proteja al firme de los mismos. Se construye con las superficies bituminosas de mejor calidad para conseguir la estabilidad y compacidad requeridas.

Riego de sellado: Se usa para conseguir una superficie impermeable, lisa y con el adecuado coeficien-

te de rozamiento para obtener rodadura suave y sin excesivo desgaste, pero que, a la vez, permita el frenado de los aviones. También ha de proporcionar color claro y poder de reflexión uniformes para aumentar su visibilidad.

Según el procedimiento de construir cada una de estas capas, surgen los diversos tipos de pavimento que iremos analizando.

b) ELEMENTOS ACCESORIOS.

Consideraremos la capa aislante del pavimento, la zona de transición de resistencia y el avenamiento desde el punto de vista constructivo.

Capa aislante: Porque el nivel freático esté muy alto o porque el terreno sea heterogéneo y de mala calidad puede ser necesaria la colocación de una capa impermeable o que dé la necesaria homogeneidad y consistencia, y sobre la cual se construya el pavimento, aislado así de las condiciones del terreno. Su construcción se efectúa extendiendo recebo o tierras adecuadas al fin que se trate, pero siempre fácilmente obtenibles en proporciones de 40 Kg/m² a 160 Kg/m², que se humectará y cilindrará para conseguir la debida compactación con apisonadora de 10 Tm., como mínimo, y del tipo triciclo. Deberá obtenerse una superficie de espesor uniforme, perfectamente lisa y con las pendientes longitudinal y transversal adecuadas para facilitar la salida del agua eventualmente filtrada a través del pavimento.

Zona de transición: Para la construcción, conservación y utilización del aeropuerto es necesario crear una zona de transición en los bordes de las pistas. Respecto a la construcción, porque el pavimento debe alojarse en una caja para su contención y compactación; por su conservación, porque son zonas de posible concentración de humedades que hay que defender, y para su utilización, porque, además de evitar que desmoronen los bordes las cargas del tráfico, es necesario prever un despiste de los aviones en sus movimientos en tierra con una zona progresiva de resistencia que evite, sobre todo, para las grandes aeronaves, el accidente posible al pisar bruscamente el terreno natural.

Esta zona puede crearse mediante bordillos, generalmente de hormigón, de gran base plana, y cuyo espesor, incluso superior al del pavimento, disminuya

gradualmente hacia el exterior de la pista. Otra solución, sobre todo si la vena de recogida de aguas corre por el mismo borde, es cubrirlo con tamaños de piedra decrecientes, entre cuyos huecos se filtrará el agua y que se termina con un riego de betún poroso, y que al extenderlos y compactarlos al mismo tiempo que el pavimento crean una continuidad muy ventajosa. En este caso, para el cálculo del ancho de esta zona, se tendrá en cuenta el poder de filtración del conjunto y la velocidad del agua para que sea totalmente absorbida. Puede resultar más económico que el anterior porque, al tiempo que se abordilla el pavimento, se construye la vena de desagüe. (Fig. 2.)

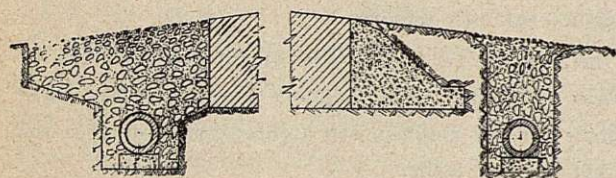


Fig. 2

Zona de transición y dispositivo de avenamiento.

Avenamiento: Para la vena de desagüe del borde de pista, su sistema constructivo está muy ligado al sistema de bordillo empleado. La tubería ha de ir a profundidad suficiente para que pueda resistir la carga de las ruedas y, como mínimo, ha de ir cubierta por el espesor del pavimento. Por economía y buen acabado debe construirse al mismo tiempo que el pavimento y, sobre todo, cuando se aproveche como zona de transición en la forma descrita, para conseguir un perfecto enlace entre ambos; en este caso la superficie se termina con un riego de betún poroso. La experiencia ha demostrado que este tipo ofrece, además de su fácil construcción, la eficacia de su funcionamiento. No cabe duda de que los poros irán rellenándose, pero puede funcionar varios años sin el más mínimo entretenimiento y renovación.

CIRCUNSTANCIAS QUE AFECTAN AL PROYECTO

Dejando para adelante el estudio del terreno y las condiciones meteorológicas, nos ocuparemos ahora en los otros factores que influyen en su proyecto.

MATERIALES DISPONIBLES.

Agregados: Los pavimentos permiten varias soluciones, según la naturaleza y precio de los agregados disponibles, aunque en la mayoría de los casos es necesario disponer de gruesos y finos. En general, tanto unos como otros pueden proceder de cualquier sustancia dura y duradera que pueda machacarse al tamaño prefijado; como piedra o escoria machacada, grava, residuos de machaqueo, arenisca, arena natural, etc.

Con los agregados disponibles, la experiencia de cuyo uso pueda garantizar el pavimento y que cumplan las condiciones de las Normas, se harán las pruebas necesarias y estudio de las diversas posibilidades de transporte terrestre o marítimo, para predecir el volumen total disponible, la cantidad diaria posible de suministro y el precio del metro cúbico puesto en obra. Con ello se pueden comparar características y precios de los pavimentos útiles posibles.

Aglomerantes: Se estudiarán, asimismo, las diversas disponibilidades y precios de los aglomerantes. Es indudable que sus características y las del agregado están íntimamente relacionadas y que influyen sobre la clase del pavimento y su construcción.

COSTUMBRES LOCALES DE CONSTRUCCIÓN

Como los materiales varían de una localidad a otra (características, proporción en que se encuentran, etcétera) y las condiciones tampoco son las mismas, los sistemas de construcción se adaptan a las posibilidades y exigencias locales; por eso, los contratistas de cada región adoptan manipulaciones propias, y hay diversidad de equipos para la producción de agregados, mezclas asfálticas, hormigones, etc.

En general, casi todas serán buenas, porque son el producto de la experiencia, pero el ingeniero ha de llegar a su conocimiento y estudio para emplearlas en provecho propio, si tienen calidad, y así evitar costes adicionales. Esta colaboración entre el proyectista y los fabricantes de equipos de construcción y contratistas locales puede influir en el tipo de pavimento, y es causa de que no se pueda recomendar uno determinado.

VOLUMEN DEL PRESUPUESTO

Influye, no sólo en la selección del tipo por el presupuesto total, sino que para un mismo coste final

puede determinar la elección de uno que permita diversas fases de construcción que se irán sucediendo según las necesidades del tráfico lo requieran. Por ejemplo, en principio, se podría empezar con un tratamiento asfáltico del terreno; luego, a medida que el aeropuerto vaya atrayendo más tráfico, se podría reforzar con una capa de mezcla «in situ», y, si el tráfico después lo requiriese, se aplicará un hormigón asfáltico mezclado en instalación.

VIGILANCIA DE CONSTRUCCIÓN

Por lo que influye en la calidad del resultado obtenido lo analizamos aquí. La construcción de un buen pavimento obliga al cumplimiento escrupuloso de las normas que rigen la graduación y proporción de agregados y aglomerantes, manipulaciones de los mismos, cuidados precisos en cada etapa de su ejecución, etc. El ingeniero es responsable de su proyecto y de la calidad de las obras de su aeropuerto, y de aquí la necesidad de una vigilancia técnica que lo ayude y que, mediante análisis, pruebas, etc., permita llevar a cabo todas las exigencias del proyecto y proponer las revisiones y cambios necesarios que deben ser desarrollados durante el proceso de trabajo.

CAPITULO III

ESTUDIOS PREVIOS

a) DATOS DEL TERRENO

PRIORIDAD DE ESTOS DATOS.

Como el terreno soporta la carga que le transmite el pavimento, el espesor de éste dependerá de la estabilidad y resistencia del suelo sobre el que se funda. Es lógico, por tanto, que se procure aumentar, a precio razonable, su capacidad de carga mediante su mejora o estabilización para disminuir el espesor del pavimento y el coste de toda la obra.

De aquí se deduce que la primera necesidad del proyectista es conocer exactamente, mediante análisis y pruebas, las propiedades del terreno de que se dispone. Ellos permitirán su clasificación dentro de los grupos «Casagrande», «C. A. A.» o «P. R. A.», que indiquen su calidad y comportamiento. Con todo, nada pue-

de tomarse de modo absoluto sin tener en cuenta las condiciones atmosféricas (un terreno malo en zonas lluviosas puede ser bueno en otras secas) y el uso a que se destina (puede ser malo como terreno de fundación y excelente para capa aislante o recebo de macadam).

ELEMENTOS COMPONENTES DEL SUELO.

Antes de seguir adelante, veamos ligeramente las propiedades de los materiales que componen el suelo.

Las piedras calizas son bastante solubles y, en estado húmedo, se recubren de una capa gelatinosa que las une; por tanto, los elementos que de ellas procedan, bien graduados y con humedad óptima, pueden llegar a ser muy estables.

En cambio, las arenas y los suelos que proceden de rocas insolubles (como algunos granitos) serán inestables si no se mejoran con arcilla o polvo de roca soluble que los traben.

Las arcillas y coloides tienen propiedades y tamaño variables con el estado en que se encuentran, y dan lugar a terrenos muy resistentes o muy plásticos y fácilmente agrietables. Por esto, es preciso recurrir a su mejora.

ANÁLISIS Y ENSAYOS.

Los análisis y ensayos a que nos hemos referido antes y que permiten su clasificación, nos darán a conocer sus características. Las más importantes son: límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, límite de contracción, humedad centrífuga, humedad equivalente de campo, cohesión, fricción interna, cargas de rotura y trabajo, coeficiente de balasto e índice proporcional de resistencia (CBR). Por ser todas conocidas no entraremos en su descripción.

MEJORA DEL TERRENO.

Vista la conveniencia de la mejora del terreno, para comprender claramente que de su buena constitución depende el buen éxito de un pavimento, citemos las pruebas hechas por el Asphalt Institute con trozos de pavimentos de hormigón asfáltico sobre fundación de terreno plástico; independiente del espesor del pavimento y de la superficie de aplicación de la carga la

flecha aumenta con ésta, resistiendo sin señal de rotura una flecha de 1,25 cm.; si se aumenta la carga al llegar a flechas aproximadas de 1,50 cm. empiezan a producirse grietas en el fondo que producen el fallo del pavimento, por lo que puede considerarse alcanzada la carga de rotura, aunque también se vió que con cargas instantáneas su capacidad de carga era mayor.

En resumen: un pavimento asfáltico bien proyectado, de espesor cualquiera, puede soportar grandes cargas si la fundación es buena. Sin embargo, como no conviene pasar de 1,25 cm. de deformación, podría inclusive tomarse como resistencia del terreno en esta clase de pavimentos la correspondiente a esta flecha.

Por esto, los terrenos muy plásticos, si no hay posibilidad de reemplazarlos, deben mejorarse y avenarse enérgicamente para limitar su contenido de humedad. De lo contrario, se producirán en ellos ondulaciones y deformaciones bajo la acción de las cargas.

A veces puede mejorarse el terreno y crear uno de fundación uniforme mediante la clasificación selectiva de los materiales disponibles en el mismo emplazamiento o procedentes de importación a precios económicos. En este caso, si resultan terrenos de buena calidad como A-3, E-3 o mejores, puede convenir quitar los malos y substituirlos por aquéllos, incluso hasta una profundidad de 60 cm. o más, según el alcance de las heladas.

Pero, como pocas veces sucederá esto, habrá que recurrir, en general, a la estabilización del terreno que ha de tender, dentro de límites económicos, a lograr, por una parte, la máxima resistencia, para disminuir el espesor del pavimento, y, por otra, a una máxima compacidad para que, al reducir el volumen de poros, disminuya la cantidad de agua absorbida, factor que regula también el avenamiento y que es importantísimo para la estabilidad del terreno. Una cantidad excesiva de agua representa peligro en las heladas, motiva en terrenos arcillosos cambios de volumen que pueden provocar la rotura del pavimento y lleva al terreno a un estado plástico de suma inestabilidad, en el que se deforma sin romperse y sin presentar resistencia. Cuando el contenido de agua es reducido se evitan estos inconvenientes y se aproxima el terreno al estado del sólido elástico.

Para la estabilización de un terreno hay que partir de los datos de su análisis para ver si es susceptible de mejora, qué material hay que incorporar y hasta qué extremo es económico llevarla a cabo. Los tipos más corrientes de estabilización se logran con: Agregados minerales y constituyentes del terreno para mejorar su composición granulométrica y, con ella, sus propiedades; substancias químicas, principalmente cloruros de sodio y de calcio que retienen la humedad óptima; neutralizantes en terrenos ácidos para no perder el estabilizador químico; reabsorbentes que aumentan la adherencia, y cementos y betunes que son los tipos superiores de estabilización y que verdaderamente crean un pavimento elemental.

Nuevamente hay que sacar muestras y repetir los ensayos con el terreno estabilizado para proyectar, basándose en el peor resultado. En casos de buena estabilización se puede, a veces, prescindir del cimiento, e incluso servir de pavimento provisional, cuando los trabajos tengan que demorarse por cualquier causa. A este respecto, conviene resaltar lo que se consigue con material bituminoso, que reduce el contenido de humedad y, con ello, los posibles asentamientos a magnitudes despreciables; circunstancia muy de tener en cuenta en firmes de hormigón. Con firmes bituminosos se logra una sección uniforme de muy buenas características.

EFFECTOS DE AVENAMIENTO.

Es mucha la importancia que tiene sobre la estabilidad del terreno porque regula la cantidad de humedad al influir sobre el nivel freático, permeabilidad y caudal superficial. El avenamiento disminuye el contenido máximo de agua y, por tanto, el peligro en las heladas, y reduce los períodos de saturación, si llegan a producirse. Su influencia es tan fuerte que existen casos en que los que un buen avenamiento «a posteriori» evitó el fracaso inminente en pavimentos en que se había descuidado.

Por eso, el ingeniero será capaz de conocer si el avenamiento proyectado resultará satisfactorio en un terreno en las condiciones más desfavorables de elevado grado de humedad o saturado. En terrenos mal avenados hay que adoptar mayor coeficiente de seguridad en el pavimento.

b) DATOS METEOROLÓGICOS

LLUVIAS.

Influyen directamente sobre la red de avenamiento que se proyecte, pero también hemos visto su influencia sobre la estabilidad del terreno y, en consecuencia, del pavimento. Asimismo, en zonas muy lluviosas se requerirán tipos de pavimentos más permeables que en otras secas.

TEMPERATURAS.

Puede influir sobre el método constructivo que se siga el cual puede facilitarse y abaratarse con el empleo de determinada clase de betunes, y en su elección para la constitución de las diversas capas, especialmente la de rodaduras.

HELADAS.

El agua contenida en el terreno, al descender la temperatura, puede convertirse en hielo. Esta circunstancia es de capital importancia porque puede alterar la uniformidad del terreno, debilitar su resistencia e incluso agrietar y levantar el pavimento. La experiencia enseña que los perjuicios derivados de la helada no se presentan únicamente cuando el nivel freático es elevado, sino que los suelos siempre conservan en sus capas inferiores la humedad que puede producir estos efectos.

Durante la helada, el aumento de volumen del agua contenida en los poros puede originar grietas y levantamientos en el terreno y aún en el mismo pavimento. Durante el deshielo, el exceso de humedad reblandece y debilita el terreno. El grado de efectividad depende de la permeabilidad del suelo, de la variación de la temperatura durante la helada y del deshielo, de las condiciones del avenamiento y del tipo del terreno.

La acción de las heladas está muy ligada al tamaño de los granos del suelo, hasta tal punto, que se han establecido límites para el tamaño del grano en terrenos expuestos a heladas. Un terreno con más de 8 % de material que pasa a través del tamiz núm. 200 y del 3 % de grano inferior a 0,02 mm. sufrirá considerablemente los efectos de las heladas; por eso, en casos dudosos, el porcentaje en peso de estos elementos debe limitarse a las cantidades citadas.

En suelos arcillosos muy plásticos y con elevada pro-

porción de elemento fino su escasa permeabilidad limita el contenido de humedad, pero puede ocurrir que sea suficiente para producir los efectos de las heladas. No debe olvidarse que el entumecimiento puede motivar en las arcillas fuertes cambios de volumen con el consiguiente aumento de huecos y de la cantidad de hielo formado en su interior. Durante el deshielo adquiere consistencia plástica o casi líquida de muy baja resistencia.

En un terreno de tipo granular, aunque la helada no afecta a estos materiales, puede disgregar los semiduros, como rocas blandas y pizarras, haciéndolos inestables. Como en estos tipos siempre conviene la acción cohesiva del elemento fino, que, además, disminuye el número de huecos, no hay que olvidar la limitación ya dicha cuando exista peligro de heladas.

Aminora el efecto destructivo de las heladas el aumento de la compacidad del terreno, ya que, al disminuir el número de poros, disminuye también el contenido de agua. Cierta cantidad de aire en los poros contribuye, asimismo, a la estabilidad. El aire es expulsado o comprimido por el hielo permitiendo su libre dilatación, que evita la disgregación de la masa sólida.

El efecto de la helada se agrava cuando el hielo de las capas inferiores, al impedir el avenamiento vertical, no consiente la evacuación del agua deshelada en la superficie.

Como es muy peligrosa la penetración de la helada en el terreno de fundación o en zonas inferiores del cimiento, se necesitará, donde tal pueda ocurrir, un aumento adicional en el espesor del pavimento que procure segura protección. Pero, si los materiales del suelo son muy sensibles a las heladas, y, sobre todo, si están muy localizados, es aconsejable y quizá más factible extraerlos que crear ese espesor adicional.

c) DATOS DE SOLICITACIÓN

COMPLEJIDAD DEL PROBLEMA.

Conocidos ya el terreno y la constitución del pavimento es necesario conocer las particularidades de la carga a que se somete para proceder a su cálculo. En este aspecto, y para conseguir la uniformidad de criterio necesaria, se estableció internacionalmente una clasificación de aeropuertos en diversas categorías según el peso máximo del avión que debiera utilizarlo y

la presión del inflado de los neumáticos de sus ruedas. Esto limita el tipo de avión que puede servirse del aeropuerto adoptado.

Pero, con todo, ha sido y es necesario realizar muchas investigaciones y comparaciones para llegar a un criterio real sobre la carga. Sobre esto es curioso notar la carencia de fracasos en aeropuertos que se proyectaron para cargas inferiores a las hoy usuales: un criterio exagerado sobre los esfuerzos de los aviones permite ahora su utilización por aviones más pesados. Los fracasos son atribuibles la mayoría de las veces a las causas ya citadas de consolidación insuficiente del terreno, mal avenamiento o mezquinos sistemas de construcción.

Es indudable que, a mayor carga por rueda, corresponda mayor esfuerzo transmitido y, por tanto, mayor espesor de pavimento, pero también intervienen otros factores como la forma del tren, el efecto de las vibraciones producidas por los motores, el impacto, la repetición de esfuerzos, el rozamiento, el viraje, los agentes químicos y la forma de la huella de contacto, todos los cuales hay que valorar aún cuando sea aproximadamente.

EFFECTO DE LA FORMA DEL TREN.

Es lógico que, a igualdad de carga, cuanto menor sea el número de ruedas del tren, más desfavorable será la *solicitud*. Por esto, aunque en los mayores aviones actuales ya son corrientes cuatro ruedas en cada elemento del tren, y es natural que esta forma se extienda a las grandes aeronaves del futuro, las normas internacionales exigen el cálculo de los pavimentos considerando que existe una sola rueda, excepto para el tipo A en el que se tolera un par en cada elemento.

EFFECTO DE LAS VIBRACIONES.

El par motor produce en el firme un par resistente para compensarlo, y las oscilaciones de aquél se equilibran con el correspondiente incremento de la reacción del firme. El exceso de carga que produce esta máxima reacción, calculada en un tipo normal, representa el 9 % del peso del avión; por esto, parece excesivo el 25 %, que aconsejan algunas normas.

FACTOR DEL IMPACTO.

El choque del avión en la toma origina un factor

de impacto que se puede considerar sobre la carga total y sobre la presión que se ejerce contra el suelo. Aunque en el momento de la toma el peso de la aeronave es sustentado parcialmente por los planos, y los amortiguadores del tren absorben parte de la energía cinética del choque, pueden darse casos de desplomes y aterrizajes duros que conviene tener en cuenta. Aunque, en tales casos, la carga de impacto puede llegar a valer de 4 a 5 veces la del avión, con la velocidad máxima de descenso admitida en las normas para los tipos mayores de aviones (4,5 m/seg.) no se pasa del valor 3. Como éste es el caso extremo y, además, hay que tener presente que el pavimento aguanta cargas instantáneas mayores que las estáticas de rotura, puede considerarse el valor 2 como de equilibrio entre la seguridad y la economía, sin que sea preciso considerar otro superior, por las razones apuntadas.

Respecto al factor del impacto sobre la presión en el suelo se ha demostrado experimentalmente que la carga unitaria puede considerarse función lineal de la carga sobre la rueda y se basa su cálculo en esta simplificación.

FATIGA POR REPETICIÓN DE ESFUERZOS.

El estudio de la zona probable de aterrizaje, comprobado por su examen, muestra que existe una dispersión en la toma de tierra. Se comprende perfectamente la imposibilidad de que la toma, la rodadura y el despegue se efectúen siempre por el mismo sitio; por tanto, la fatiga producida por la repetición de carga es sumamente reducida y prácticamente despreciable.

ROZAMIENTO.

En el aterrizaje hay un vector de fuerza viva tangencial, debido a la diferencia de velocidad entre la rueda del avión y el suelo que produce fuerte fricción entre ruedas y pavimento para absorber la energía cinética que se necesita para llevar las ruedas a la velocidad de la toma. Estos esfuerzos, que producen principalmente desgaste en las ruedas del avión, pueden ocasionar el arranque de partículas del pavimento, si su adherencia no es la suficiente. Son muy visibles en las zonas de aterrizaje de los pavimentos de hormigón las manchas negras que esta fricción produce. Actualmente se tiende en las grandes aeronaves a un

lanzamiento o pre-rotación de las ruedas que evite la mayor parte de estos efectos.

Otro tipo de fricción es el producido en el frenado de los aviones, sobre todo, si se aplica en forma brusca y con presión suficiente para detener las ruedas. En este caso, el peso del avión origina fuerte componente horizontal que puede llegar, en caso de bloqueo, a valer 0,8 veces su peso que ha de tenerse en cuenta; no obstante, no se alcanzará este valor por las condiciones de estabilidad del avión, resistencia del mismo y seguridad del pasaje.

Tanto esta fricción con la dificultad anteriormente analizada pueden causar serios desperfectos en superficies de rodadura excesivamente blandas o delgadas y donde la adherencia del betún no sea suficiente para hacerlas resistentes a estos esfuerzos.

SOBRECARGA DEL VIRAJE.

En un viraje, el elemento exterior del tren sobrecarga el pavimento en proporciones que dependen del radio de giro, de la velocidad de desplazamiento y de su situación en el avión. Para velocidades aceptables y radios de acuerdo entre pistas usuales pueden llegar a alcanzarse cargas dobles de la estática del avión en reposo.

AGENTES QUÍMICOS.

Principalmente en las zonas de estacionamientos y de detención donde tiene lugar el aprovisionamiento de los aviones y el calentamiento de sus motores, el posible chorreo de gasolina y lubricantes puede ejercer alguna acción disolvente sobre la superficie bituminosa, quizá facilitada por el calentamiento producido por los colectores de escape. Es preciso que estas zonas sean resistentes a esta acción para lo que deben elegirse betunes apropiados.

En este aspecto es interesante notar que, en los motores de propulsión a chorro, como la masa de los gases quemados es pequeña, su temperatura decrece rapidísimamente con la distancia. Además, la salida casi horizontal de los gases los extiende sobre una gran superficie y, al ser aún menor su proporción, no producen gran cantidad de calor. Por eso, su efecto es despreciable.

HUELLA.

Queda finalmente por analizar la huella de contacto del neumático con el suelo.

La carga unitaria sobre el suelo no es igual a la presión del inflado, sino que, debido a las particulares características de deformación del neumático, al dibujo de su superficie y a la clase y tamaño del mismo, viene afectada por un factor de sustentación que, según experimentos realizados, varía entre 1,01 y 1,22. Puede aceptarse para todos los casos el valor medio $F = 1,1$. Representa el aumento de presión, por no apoyar el neumático en toda la superficie de su huella aparente. Con esto, la presión sobre el suelo p_s vale

$$p_s = F p$$

El aumento de la presión de inflado por efecto del impacto es función de la velocidad de sobrecarga del neumático. Como esta misma es la que determina el factor del impacto absoluto se ha deducido una ley lineal de sobrepresión del neumático, o, lo que es lo mismo, de sobrepresión en el suelo, en función del coeficiente de impacto, en la que los respectivos valores 1,1 y 1 y los 2,5 y 3,5 se corresponden. Así se deduce que el aumento 2 de la carga representa un aumento 1,5 en la presión del inflado.

Las fábricas de neumáticos también han hecho experimentos para ver la forma de la huella. La conclusión es que se trata prácticamente de una elipse en la que el eje mayor es, aproximadamente, 2 veces menor, teniendo éste la limitación del ancho de la rueda que determina su carga máxima nominal, y a partir del cual crece sólo el mayor.

Con estos datos se puede determinar el área de contacto:

Si b resulta menor o igual que el ancho del neumático S :

$$P = p_s \pi a b$$

como

$$a = 2 b$$

$$b = \sqrt{\frac{P}{2 \pi p_s}}$$

Si b resulta mayor que S , se hace $b = S$

$$a = \frac{P}{\pi p_s S}$$

Para tener en cuenta el impacto, se multiplicará P

por el factor adoptado para la carga total y p_s por el correspondiente a la presión unitaria. A veces para facilitar los cálculos se suele substituir este área por otras equivalentes circular o rectangular cuyo lado menor sea algo más pequeño que $2b$ y el mayor, un poco inferior al doble del menor.

CAPÍTULO IV

DETERMINACIÓN DEL ESPESOR

VARIEDAD DEL PROBLEMA

Conocida la carga unitaria de la rueda y supuesta uniforme en su área de contacto, el espesor del pavimento ha de ser tal que la carga transmitida al terreno sea inferior a la crítica que produce el esfuerzo cortante de desgarramiento.

El método para determinar este espesor ha sido y será discutido debido a la imposibilidad de que haya dos terrenos iguales, y a la variedad de los distintos tipos de pavimentos flexibles.

Con todo, se han realizado muchos estudios y experimentos resumidos en unos cuantos métodos de cálculo que cubren satisfactoriamente todas las exigencias, incluso las grandes cargas por rueda, previstas para el futuro. Haremos un resumen de los métodos de cálculo más acreditados indicando las particularidades de cada uno, que han de ser bien tenidas en cuenta para la elección, en cada caso, del que parezca más en consonancia con las circunstancias reales que se presentan.

MÉTODOS ANALÍTICOS

Empecemos por los basados en el cálculo.

Casi todos ellos parten de la repartición en el suelo de las presiones máximas obtenidas por la expresión de Boussinesq.

$$P_z = P_s \left(1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{a}{z} \right)^2} \right]^{3/2} \right)$$

siendo p_z = presión máxima a la profundidad z

p_s = carga unitaria uniformemente repartida sobre la superficie.

a = radio del círculo de carga.

Otros consideran en su lugar las presiones medias normalizadas que se obtienen substituyendo la distribución campaniforme, que da aquella teoría, por una rectangular uniforme.

Con las características de cohesión c y ángulo de rozamiento α obtenidas por los análisis del suelo a distintas profundidades se obtiene la carga crítica de rotura q_c para cada una de ellas, que ha de conservarse, en todo caso, inferior a la carga transmitida a esa profundidad.

Dibujadas a escala en un mismo gráfico las curvas de presiones y de carga crítica de rotura, el punto de intersección determina el espesor del pavimento.

APLICACIÓN DE LA TEORÍA DE BOUSSINESQ.

1.º Supone la carga repartida sobre área circular; opera con las presiones máximas transmitidas, y considera al terreno trabajando en estado elástico para el que el valor de la carga crítica es:

$$q_c = \pi S$$

siendo s el esfuerzo cortante que produce el desgarramiento del terreno

$$s = c + ptg \alpha$$

donde

$$p = \gamma z$$

es la sobrecarga debida al peso de las tierras de densidad γ a la profundidad z .

Multiplicando los valores obtenidos s por el factor medio π , se obtiene la carga crítica del terreno, y la intersección de la curva que la representa con la de la presión máxima da el espesor del pavimento.

2.º Igual, pero con las presiones medias.

APLICACIÓN DE LA TEORÍA DE PRANDTL.

Considera la carga sobre área rectangular de lado menor igual al diámetro mínimo de la elipse de contacto, y las presiones máximas. Sin embargo, el terreno trabaja en estado plástico. La carga crítica que procede considerar viene dada por

$$q_c = \frac{c + c'}{tg \alpha} \left(\frac{1 + \sin \alpha}{1 - \sin \alpha} e^{\pi tg \alpha} - 1 \right) + p \frac{1 + \sin \alpha}{1 - \sin \alpha} e^{\pi tg \alpha}$$

en la que

$$c' = h \gamma tg \alpha$$

siendo

$$h = \frac{\text{área de cuñas y sectores}}{\text{long. de carga total}}$$

con la distribución de esfuerzo que se ve en la fig. 3.

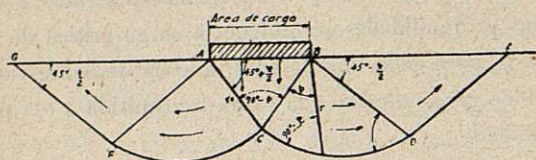


Fig. 3

Método de Prandtl.

A la q_0 así obtenida para distintas profundidades se la divide por un factor de seguridad comprendido entre dos y medio y tres; valor del cual no ha de pasar la presión máxima. Se representan estas curvas como antes, y su punto de cruce da el espesor necesario.

APLICACIÓN DE LA TEORÍA DE TERZAGHI.

1.º Toma la carga distribuida sobre área circular y la curva de presiones máximas. El terreno también trabaja en estado plástico y la crítica se obtiene de la expresión

$$q_0 = 1,3 c N'_c + 0,6 \alpha N' \gamma + p N'_p$$

donde N'_c , N'_p , $N' \gamma$ representan la influencia de la cohesión c , de la sobrecarga p y de la densidad de las tierras γ y vienen dadas en la figura 4, en función del ángulo de rozamiento.

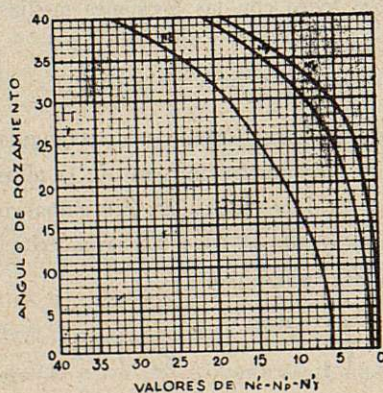


Fig. 4

Valores de $N'_c - N'_p - N' \gamma$.

A la carga crítica se la afecta del mismo factor de seguridad que antes y se procede de la misma forma.

2.º Se considera la carga distribuida sobre área rectangular de ancho b , igual al diámetro menor de la elipse, pero, para compensar la más fuerte distribución de presiones que así se obtiene, se toma la curva de presiones medias. El terreno sigue trabajando plásticamente y la carga crítica se obtiene de

$$q_0 = \frac{2c}{\operatorname{tg} \beta \operatorname{sen}^2 \beta} + \frac{p}{\operatorname{tg}^2 \beta} + b \gamma \frac{1 - \operatorname{tg}^4 \beta}{2 \operatorname{tg}^5 \beta}$$

siendo

$$\beta = 45 - \frac{\alpha}{2}$$

para más comodidad de cálculo se dan representados los coeficientes de c , p y $b \gamma$ en la figura 5.

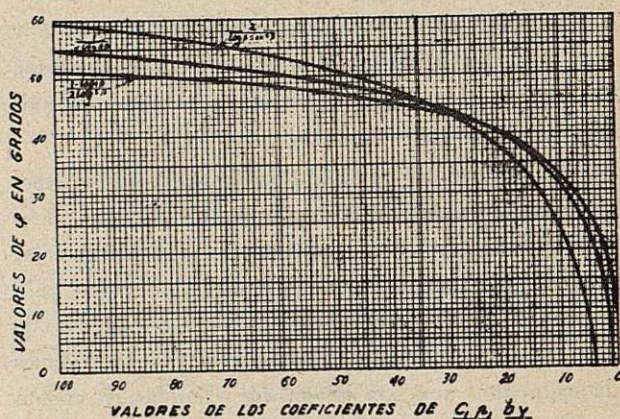


Fig. 5

Valores de los coeficientes de $c - p - b \gamma$.

Se afecta del mismo coeficiente de seguridad y se procede como siempre.

MÉTODO DE GOLDBECK

Parte de una distribución uniforme de presiones en el terreno a 45° inferiores a las medias calculadas en los métodos anteriores, y distribuida la carga sobre la elipse de contacto. Con ello el espesor e se despeja de las ecuaciones de equilibrio según se trate de rueda sencilla o doble, figuras 6 y 7.

$$P = \pi (\alpha + e) (b + e) p_s$$

$$P = [2s (\alpha + e) + \pi (\alpha + e) (b + e)] p_s$$

Se tiene en cuenta la diferencia entre la presión má-

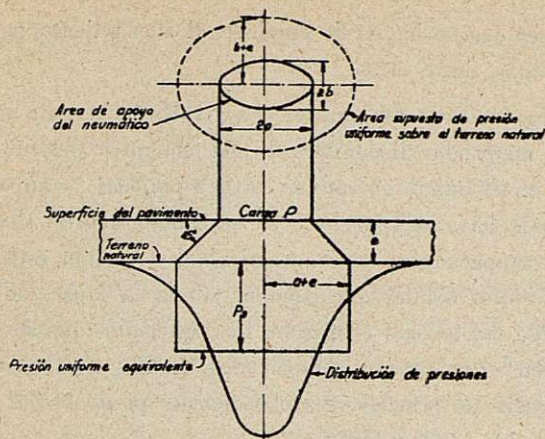


Fig. 6

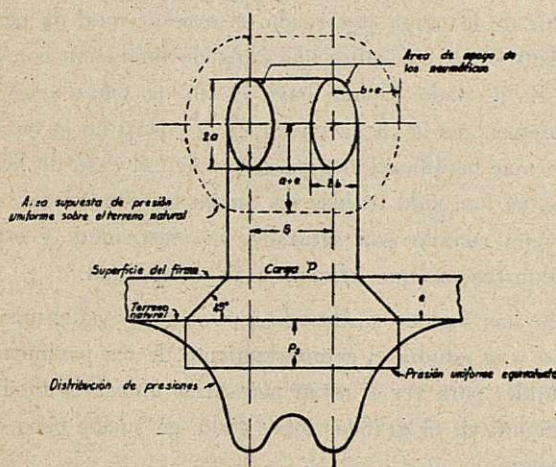


Fig. 7

xima y la obtenida con distribución a 45° mediante el

factor $K = \frac{q_c}{P_s}$ que depende del terreno, la carga y la

forma de carga, y para el que puede tomarse el valor medio $K = 2$. La Crushed Stone Assotiation, ha publicado una tabla con los valores obtenidos de sus ensayos.

Con la introducción de este factor las fórmulas anteriores se convierten en

$$P = (a + e)(b + e) \frac{q_c}{k}$$

para rueda sencilla.

$$P = [2s(a + e) + \pi(a + e)(b + e)] \frac{q_c}{k}$$

para rueda doble.

La carga crítica q_c puede obtenerse directamente por ensayos de carga del terreno.

MÉTODOS EMPÍRICOS

Son el resultado de la experiencia adquirida en el proyecto, construcción y entretenimiento de pavimentos de aeropuertos y de la colaboración de múltiples ingenieros. Sobre ellos existe abundante bibliografía y aquí sólo citamos los más importantes.

MÉTODO DEL C. A. A.

Tiene gran elasticidad que permite la determinación del espesor cuando las condiciones no son las normales y sirve de guía al proyectista para no tener que basarse sólo en una idea puramente personal.

Sus principios fundamentales son:

- 1.º Adopción de un espesor normalizado de pavimento para cualquier carga, teniendo en cuenta las condiciones existentes del terreno, avenamiento y heladas.
- 2.º La mejora y aumento del espesor del cimiento para alcanzar las características necesarias a la carga por rueda de proyecto.
- 3.º Aumento de espesor en los puntos donde pueda haber vibraciones o efectos de ruedas bloqueadas.
- 4.º Rápida comparación entre distintos tipos de pavimentos cuando haya duda sobre el más económico.

El método de proyecto es el siguiente:

- 1.º Determinar la clasificación E de los terrenos partiendo de análisis de muestras.
- 2.º Basándose en la información obtenida del terreno, y los datos de profundidad de las heladas y avenamiento deberán clasificarse los materiales disponibles de acuerdo con la tabla publicada para «clasificación de terrenos y materiales». Como generalmente la mayoría de los materiales no corresponderán exactamente a una clase determinada en todas sus características, para determinar el F y R necesarios para el proyecto de pavimentos flexibles y rígidos, respectivamente, habrá que interpolar. Esta interpolación se hará a sentimiento, pero tratando de no dar indebida importancia a una característica determinada.

Se define como helada severa aquélla que alcanza el terreno de fundación. La condición de avenamiento pobre significa que el terreno puede llegar a saturación por insuficiencia de avenamiento vertical, condensa-

ción, humedad capilar u otra causa. Para comprender cuándo un terreno puede llegar a saturación hay que tener en cuenta que la experiencia y la observación han demostrado que el terreno de fundación (salvo arena limpia) situado debajo de pavimentos impermeables puede hallarse eventualmente saturado por acción capilar y condensación de humedad independientemente del nivel freático.

3.º Con los valores de R o F obtenidos se determina en los ábacos publicados correspondientes al tipo de pavimento apropiado, el espesor del cimiento en la parte inferior, y el del firme y superficie de rodadura en la parte superior del mismo. Estos dos últimos espesores son independientes de la clasificación del terreno, ya que descansan sobre el cimiento necesario.

El C. A. A. completa el método diciendo que en caminos de rodadura, zonas de estacionamiento y en 150 m. de las cabezas de pistas el espesor del pavimento se aumentará en un 20 %, aumentando el del cimiento, cuando exista, y cuando no sea preciso el del firme. Asimismo, en las cabezas de las pistas en una longitud de 60 m. y en los 60 m. adyacentes de los caminos de rodadura que a ellos conduzca, así como en todas las zonas de estacionamiento se construirá una superficie de rodadura empleando una mezcla bituminosa de acuerdo con las normas establecidas para estas zonas especiales; en los puntos donde el espesor de la superficie de rodadura sea 5 cm. se aumentará a 6,35 cm. construyéndolo en dos chapas sucesivas.

MÉTODO «CALIFORNIA»

El U. S. Engineer Department ha desarrollado el método «California» en el que se dan instrucciones encaminadas a la construcción de aeropuertos militares, donde las decisiones e investigaciones han de ser rápidas, pero cuyo contenido puede aplicarse también a los aeropuertos comerciales.

El método se basa en los resultados obtenidos por el California Highway Department en gran número de ensayos en el laboratorio y pruebas en pavimentos existentes y otros tipos de secciones especialmente construidas, que tienen en cuenta diversidad de factores, tales como la clasificación del terreno, la frecuencia del tráfico, el C. B. R. del terreno y de los mate-

riales que se hayan de emplear, el avenamiento, y las heladas, entre otros.

Es fundamental conocer el C. B. R. del terreno y de los materiales disponibles. El del terreno se determinará en el estado en que se vaya a emplear: compacto donde haya de estarlo y en su estado natural donde la compactación sea impracticable, o existan estratos inferiores débiles que puedan reducir la capacidad de carga del terreno compacto. Los agregados que se empleen se ensayarán compactados. En los dos casos el número de pruebas será el suficiente para obtener resultados representativos.

Con la experiencia adquirida el Cuerpo de Ingenieros ha formado un ábaco cuyas curvas dan, para cada valor de la carga por rueda, el espesor total de pavimento requerido sobre una capa de fundación con un C. B. R. dado. Donde haya efecto de vibraciones se incrementará la carga en un 25 %, pero no se precisarán más modificaciones ya que, salvo el caso de heladas, ya han sido tenidas en cuenta las condiciones del terreno cuando está saturado, su plasticidad y otras circunstancias que afectan a su estabilidad.

Se han seguido realizando nuevos ensayos del mismo tipo y se estudia el comportamiento de los pavimentos actuales para ver si serán necesarias ulteriores modificaciones en el gráfico, sobre todo en suelos poco cohesivos.

Como las curvas dan el mínimo espesor del pavimento sobre una capa de fundación dada, conocido su C. B. R., el pavimento se puede proyectar en varias capas y determinar su espesor económico de acuerdo con el C. B. R. de los materiales disponibles y su respectivo coste. Y se puede construir un pavimento adecuado con materiales de relativamente bajo C. B. R. en las capas inferiores, con lo que se consigue gran economía si los de alto C. B. R. son mucho más caros.

Para algunas de estas capas se exigen ciertas condiciones mínimas.

La parte de firme inmediatamente bajo la superficie de rodadura necesita una mayor estabilidad que no puede determinarse por las curvas. Las pruebas efectuadas hasta el momento indican la conveniencia de que los últimos 15 cm. del firme se construyan con un material de un mínimo C. B. R. de 80. Sin embargo, si no se dispone de ellos localmente, pueden reducirse

las exigencias en estos 15 cm. a las mínimas siguientes:

Peso bruto del avión en Kgs.	Mínimo C. B. R.
4.500 — 13.500	50
34.000	65
54.000	80

En la parte superior del pavimento se construirá una superficie bituminosa formando en una sola capa la superficie de rodadura, o en dos la capa intermedia y la superficie de rodadura, según el espesor total requerido. El espesor mínimo en conjunto será:

Hasta 7.000 Kgs.	3,80 cm.
» 17.000 »	7,60 »
Y no suele exceder de	15,00 »

Es recomendable descomponerlo en la siguiente forma:

Espesor del conjunto	Espesor de la capa intermedia	Espesor de la superficie de rodadura
3,80		3,80
5		5
8	4	4
10	6	4
12,5	7,5	5
15	9	6

Si el pavimento se acaba con un tratamiento superficial del firme, el C. B. R. de los materiales de su parte superior, de un espesor suma de los 15 cm. anteriores más el correspondiente a la superficie de rodadura y mínimo de 15 cm., responderá a las condiciones ya dichas.

En terrenos expuestos a heladas, para evitar la penetración de la misma, se necesita un espesor adicional conseguido con materiales no sensibles a su acción. Para asegurar la estabilidad del pavimento, se requiere un avenamiento perfecto, y que el espesor de estos materiales sea, en general, igual al promedio de la penetración de la helada con las limitaciones máximas siguientes:

Peso bruto del avión en Kgs.	Máximo espesor requerido
54.000	100 cm.
34.000	75 »
13.500	50 »

Si el terreno subyacente es de grano fino, se emplearán estos espesores máximos; si es de grano grueso, o si el firme es de material aislante, el espesor máximo

puede rebajarse en proporciones que dependen del carácter del aislante y de las condiciones del suelo y del avenamiento, pero nunca será inferior al 75 %.

MÉTODO DE LA PUBLIC ROADS ADMINISTRATION.

Basándose en los resultados obtenidos de ensayos y en el comportamiento observado en los terrenos se ha llegado a determinar el espesor total del pavimento para cada carga por rueda y clase de terreno. Dentro de este campo el juicio del proyectista elegirá el espesor adecuado con las características del suelo, grado de compactación, humedad natural y clima. Los espesores vienen dados en la siguiente tabla

Clase de terreno	Carga por rueda en Kgs.			
	4.500	11.300	18.000	36.000
A-1	0-15	7,5-15	7,5-23	10-30
A-2	0-15	7,5-15	7,5-23	10-30
A-2 plástico	5-20	10-25	15-30	20-38
A-3	10-15	12,5-20	15-23	20-30
A-4	23-45	38-63	45-76	60-91
A-5	23-60	38-76	45-91	60-121
A-6	30-60	38-76	60-91	76-136
A-7	30-60	38-76	60-91	76-136

El espesor de un firme no bituminoso varía entre 15 cm. y 30 cm., de acuerdo con el carácter del cemento; si el material de éste es de características apropiadas al del firme bastará con 15 cm. El de un firme bituminoso entre 7 y 15 cm.

El espesor de la superficie de rodadura varía con el procedimiento constructivo de acuerdo con los siguientes valores:

En tratamiento superficial de	1,25 cm. a	2,25 cm.
» mezcla «in situ»	4 » a	8 »
» penetración	6 » a	8 »
» mezcla en instalación	5 » a	13 »

CRÍTICA DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO

Los métodos analíticos parten de la distribución teórica de presiones en un medio homogéneo; en terrenos con estratos naturales o artificiales de distinta clase la cohesión y ángulo de rozamiento puede variar mucho de una capa a otra y su aplicación directa a las fórmulas pueden conducir a errores. En tales casos habría que determinar una cohesión y fricción medidas a partir de pruebas de carga, coeficiente de balasto y C. B. R. del conjunto.

Los que consideran el terreno trabajando en estado elástico desaprovechan parte de su capacidad de carga, sobre todo, con las presiones máximas.

No dan idea de los materiales que conviene emplear ni de los espesores de las distintas capas para obtener mayor economía.

En cambio, necesitan pocos ensayos; basta conocer la cohesión y fricción del terreno.

El método de Goldbeck es muy útil en anteproyectos, porque da el espesor del pavimento con muy poco que se conozca del terreno. Luego, al determinar K más exactamente, se obtiene una buena aproximación.

Los métodos empíricos, como son producto de la experiencia y han tenido en cuenta muchos factores, incluso el económico, sirven de guía muy valiosa, aunque, como tratan de cubrir todos los casos, no pueden satisfacer todas las determinaciones particulares que en ellos concurren.

Necesitan más ensayos que los analíticos, pero tienen en cuenta las diversas capas del pavimento para llegar a su solución más económica, de acuerdo con los materiales disponibles.

El C. A. A. permite la comparación entre diversas soluciones, y precisa las condiciones de avenamiento y heladas.

El «California», aunque está todavía en experimentación y se basa sólo en el C. B. R., hace posible aún en mayor escala esta comparación de diversas soluciones y tiene también en cuenta el efecto de las heladas.

El P. R. A., poco preciso, sirve sólo de orientación.

El conjunto de todos ellos en el proyecto de cualquier pavimento da al proyectista buena norma para conseguir resultado satisfactorio.

DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE CADA UNO DE LOS ELEMENTOS INTEGRANTES DEL PAVIMENTO

El factor económico es el que decide la construcción de un pavimento en diversas capas, dentro de que cada una cumpla su misión específica. Una superficie de rodadura o un firme de espesor excesivo como no reporta ninguna ventaja práctica produce un gasto inútil.

A este respecto, lo primero que interesa conocer es la variedad de agregados disponibles, sus características y su precio en obra. Es lógico que los materiales de peor calidad, los más baratos, constituyan, por su menor resistencia, las capas inferiores, y, cuanto más

gruesas puedan ser éstas, más económico saldrá el pavimento. Pero su espesor está limitado por su capacidad de carga y nada se conseguiría con superarlo, ya que siempre necesitaría encima el mismo espesor de pavimento.

Empezando por el terreno de fundación, todos los métodos indican la relación entre su aumento de resistencia y la disminución del espesor del pavimento; sin embargo, puede suceder que, a partir de un cierto límite, el coste por m^2 que representa pequeño aumento en la resistencia, sea superior a la economía que se obtiene con la insignificante reducción del espesor. Bien conocidos el terreno y los medios y materiales disponibles, fácil es llegar al equilibrio económico, ya que todos los métodos de cálculo dan orientaciones en este sentido.

Respecto a la construcción del pavimento, el método «California» es una excelente guía, ya que permite la investigación rápida de las posibilidades económicas con el uso de los materiales disponibles. El C. B. R. del terreno da el espesor requerido de pavimento total, para conseguir el cual conviene formar la primera capa, del mayor espesor posible, con el agregado de peor calidad, es decir, más barato. Su C. B. R. determina también el espesor mínimo necesario que sobre él ha de ir, para no agotar su capacidad de carga, y su diferencia respecto al total da el espesor conveniente para el primer material. Pasar de él representa tirar dinero; no llegar, malgastarlo. Procediendo sucesivamente se determinan las capas siguientes hasta llegar a las superiores, para las que el método fija también sus condiciones.

A análogas conclusiones se puede llegar por otros procedimientos. Por ejemplo, las pruebas de resistencia de pavimento pueden efectuarse también con distintas capas de materiales disponibles para determinar su capacidad de carga, y con la fórmula de Goldbeck, obtener el espesor necesario sobre él.

El método C. A. A. y el P. R. A. dan también limitaciones a las distintas capas que pueden aprovecharse para el mismo fin.

Y así, mediante la coordinación entre todos, después del estudio económico de los materiales, podrá llegarse, en cada caso, a la solución más apropiada.

No conviene olvidar tampoco el espesor más adecuado para cada tipo, su facilidad de construcción y

las condiciones locales. Como muestra, vayan los tres ejemplos siguientes, cada uno de una capa:

En superficies bituminosas no conviene emplear espesores de menos de 5 cm. ni de más de 13 cm. Para capas más finas es más económico recurrir a tratamientos superficiales, y, para más gruesas, a las no bituminosas.

No se puede construir un macadam de menos de 8 cm. Son muy adecuados los de 10 a 11 cm.

En terrenos sensibles o heladas o con alto nivel freático puede convenir la construcción de un cimientado «Telford» de 30 a 40 cm. que sirva de protección.

OBTENCIÓN DE DISTINTA RESISTENCIA EN ZONAS DETERMINADAS

Por el análisis de esfuerzos hecho en el Capítulo anterior se podrían considerar las diversas cargas que se obtendrían de multiplicar el peso del avión por los siguientes factores:

1,25, en zonas donde pueda haber vibraciones de motores, especialmente en las de estacionamiento y detención.

2, por el efecto de impacto en la toma, en las cabezas de pista.

1,8, para tener en cuenta el efecto del frenado por ruedas bloqueadas.

2, en los cruces de pista por efecto de la sobrecarga del viraje.

Pero, dado que algunos de estos esfuerzos no son privativos de zonas determinadas, es preferible, en bien de la seguridad y durabilidad de un proyecto que exige cubrir todos los riesgos por el volumen económico que representa, considerar el factor 2 como de seguridad para todas las pistas y proyectarlas con el mismo espesor.

PRUEBAS DE RESISTENCIA DE PAVIMENTO

Esta prueba sirve para determinar la resistencia de pavimentos ya construídos mediante la aplicación a los mismos de cargas conocidas a través de placas de tamaño normalizado. Las deformaciones y las cargas que las producen se anotan en un gráfico. El equipo que se utilice puede adoptar forma diversas, lo cual depende de los medios auxiliares de que se disponga; como ejemplo se detalla uno de resultados prácticos.

Consta de una viga de perfil normal I de altura

320 mm. y de longitud 5,50 m. l., en cuyo cordón inferior lleva soldada una zapata para recibir un gato hidráulico de 50 Tm., como mínimo, con un manómetro acoplado que indica el esfuerzo aplicado. Esta viga, por medio de otras dos transversales atornilladas en sus extremos, transmite a 4 apisonadoras el empuje del gato.

Las placas normalizadas han de ser lo bastante rígidas para impedir la flexión, y sus dimensiones se adaptarán, en lo posible, a las superficies de contacto de los neumáticos del avión, según el tipo de los que hayan de utilizar el aeropuerto y la presión de inflado reglamentaria. Se recomienda, para aproximarse a la realidad, que sean de forma elíptica. Estas placas llevarán varillas metálicas verticales que transmitirán la deformación del pavimento a flexímetros colocados en una viga provista de apoyos, y cuya finalidad es la de alojar los aparatos de medida.

Esta prueba también puede servir para el cálculo de espesores de pavimentos mediante la aplicación de cargas en secciones-tipo, constituídas por capas de materiales disponibles en el lugar, de modo que, conocida su capacidad de carga, se pueda llegar a la solución más económica.

CAPÍTULO V

ESTUDIO DE LOS MATERIALES

a) AGREGADOS

GENERALIDADES.

Como se ha dicho, influyen poderosamente en la elección del tipo de pavimento las características de los materiales disponibles, pero, especialmente, las de los no bituminosos; es decir, los agregados. Por razón de economía se utilizarán, siempre que sea posible, agregados de procedencia local, procurando no alterar su composición, y es preferible adaptar a ella el tipo de pavimento.

Además de las características comunes a todos los agregados, existen otras de carácter específico que los hace idóneos para un determinado tipo de pavimento. En consecuencia, es preciso conocer las propiedades del agregado disponible para determinar la composición del conjunto. Generalizando, la misión del agregado es soportar la carga y proporcionar una su-

perficie resistente al desgaste. El material bituminoso tiene por objeto impermeabilizar el conjunto y proporcionar la adecuada trabazón de las partículas, impidiendo su desplazamiento.

La capacidad del agregado para soportar las cargas depende de la resistencia y del grado de trabazón de las partículas. La primera varía con la naturaleza de las piedras, y son aceptables las que posean una resistencia a la compresión superior a 400 Kg/cm². El grado de trabazón depende del poder ligante del material bituminoso y del recebo, así como del acunamiento obtenido en las partículas. Si el agregado está bien dosificado y compactado, su resistencia no dependerá tanto del poder ligante del material bituminoso, como ocurriría en caso contrario.

El agregado mineral que se emplea comúnmente en la construcción de pavimentos bituminosos es piedra o escoria partida, grava machacada, arena y rellenos minerales, como cemento Portland o polvo de machaca; éste último de empleo más frecuente, por ser subproducto de machaqueo y, por tanto, de precio muy inferior al cemento Portland. Como rellenos pueden emplearse, asimismo, otros materiales inertes cuyo empleo haya sido sancionado por la práctica, como tierra natural, cal hidráulica u otros materiales de grano fino, que pasen por el tamiz núm. 200. La arena puede ser de playa o de mina, siempre que su tamaño se halle comprendido entre los límites señalados por los tamices de 3,5 mm. y núm. 200.

El agregado deberá poseer ciertas propiedades inherentes a su propia naturaleza, así como otras específicas que lo hacen idóneo para un determinado tipo de construcción. Para cada tipo se fijan los límites de estas propiedades, normalizando con ello su empleo. Las características de la piedra de procedencia deberán ser tales que sus partículas que pasan a través del tamiz núm. 40 tengan suficiente poder ligante para la trabazón de las partículas de tamaño grueso.

ENSAYOS.

Para determinar las características de un agregado, es conveniente realizar los ensayos que se detallan a continuación:

Peso específico: Aun cuando raramente se fije este valor en las Normas, su obtención es conveniente para determinar el volumen total de huecos, densidad de

las mezclas y, en ciertos casos, para determinar la composición de las mismas. Su determinación es algo distinta, según el tamaño de las partículas; es decir, según se trate de agregado de grano fino o de grano grueso.

Peso aparente por unidad de volumen: Se determina pesando una muestra enjuta del material compactado en un recipiente normalizado. Tiene interés como dato auxiliar para efectuar las conversiones de volumen a peso y viceversa.

Composición granulométrica: Tiene por objeto determinar el porcentaje de las partículas de diferentes tamaños existentes en un agregado mineral, haciendo pasar una determinada cantidad del mismo, cuyo peso se ha obtenido anteriormente, a través de una serie de tamices, pesando la cantidad retenida en cada tamiz y deduciendo su porcentaje respecto al peso inicial. Los datos de la composición granulométrica se emplean para: 1.º, determinación de la mezcla en pavimentos; 2.º, determinar la idoneidad del material para un tipo determinado de construcción, y 3.º, para comprobar la uniformidad del suministro. La composición granulométrica varía con el tipo de construcción, precisando, unos, tamaño uniforme, y otros, graduación sin predominio de cualquier tamaño. Como no existe criterio fijo sobre lo que constituye una composición granulométrica óptima, se acepta como tal la que se aproxima a la curva ideal de Fuller, que da una composición de máxima densidad.

Coefficiente de calidad: Da una idea de la calidad del material y su comportamiento al desgaste durante el cilindrado. Este ensayo se efectúa con la máquina Deval o mediante el ensayo de batido de Los Ángeles, análogo al anterior pero de resultados más veraces sobre el probable comportamiento del material.

En su empleo en la construcción de pavimentos de los materiales se clasifican en «malos», cuando el coeficiente de calidad es inferior a 7; «regulares», si está comprendido entre 7-9; «aceptables», de 9-11; «buenos», de 11-13; «muy buenos», de 13 a 15, y «excelentes», superior a 15.

En los pavimentos bituminosos constituye una característica propia el que el agregado que se emplee posea un porcentaje de desgaste relativamente bajo, lo que es esencial en las capas de rodadura de poco espesor. Sin embargo, no se excluye el empleo de ma-

teriales de porcentaje de desgaste relativamente alto, que producirán resultados satisfactorios en mezclas densas, ya que en éstas las partículas finas amortiguan el efecto del impacto y proporcionan adecuada protección contra el desgaste superficial.

Desgaste por fricción: Tiene por objeto determinar la dureza de las piedras, pero es de escasa aplicación en la construcción de aeropuertos. De todos modos, el resultado de este ensayo no debe tomarse como definitivo, debido a la falta de homogeneidad de las piedras. Según Hirschwald, depende de la dureza del componente principal y de la proporción de éste respecto a los demás. Existen diversos sistemas de ensayo, tales como el «Bauschinger», «Martens», «Wacorziniok», «Amsler-Laffon» y «Dony», entre otros.

Ensayo de tenacidad: Tiene por objeto determinar el comportamiento de un material al impacto producido por el tráfico. Para ello se usa la máquina de Page.

Un material aceptable tendrá un coeficiente de Page comprendido entre 7-10, de 10-15 será bueno, y de 15 a 20 excelente.

Poder ligante o de recebo: El polvo procedente de la máquina Deval se emplea para determinar el poder ligante de los detritus mezclados con agua. Es distinto, según la clase de material, y, dentro de él, según su procedencia. Este poder ligante es debido al estado ionizado del agua y a la existencia de coloides.

Para los materiales que den valor inferior a 10, el poder ligante es «bajo»; de 10-25, «medio»; 25-75,

«bueno»; de 75-100, «elevado», y superior a 100, «excelente». Los materiales blandos ofrecen poder ligante elevado y, al contrario, los materiales duros lo tienen escaso.

Resistencia a la compresión: Su determinación es de mucha importancia en la construcción de pavimentos. El ensayo se efectúa: a), en probetas desecadas al aire; b), saturadas de agua; c), después de las pruebas de helacidad. La resistencia en los casos b y c se refiere como porcentaje de la resistencia de probetas desecadas al aire. El valor a) indica su capacidad para la absorción de cargas. De los valores b) y c) puede deducirse también la influencia de la humedad y su comportamiento frente a los agentes atmosféricos.

Absorción: El ensayo de absorción tiene por objeto determinar la compacidad del material.

Helacidad: Este ensayo tiene por objeto determinar el comportamiento del material ante la acción de las heladas.

Coeficiente de friabilidad: La medida de este coeficiente, es decir, la facilidad de un determinado material para reducirse a polvo, da idea bastante exacta del futuro comportamiento del material.

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES DE USO MÁS FRECUENTE.

Para establecer las debidas comparaciones, se agrupan las características de los materiales más frecuentes en la construcción de pavimentos.

Denominación	Calidad Coef. francés		Tenacidad Coef. de Page			Poder ligante			Peso específico	Peso aparente en Kg/m ³	Resistencia a la compresión
	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Prom.	Máx.	Mín.	Prom.			
Arenisca	40,8	1,0	60	2	17	500	1	90	2,70	2.608	560
Basalto	30,4	2,4	47	5	23	500	2	111	2,90	2.848	—
Caliza	21,7	1,2	25	2	10	500	8	60	2,70	2.672	425
Diabasa	36,4	6,4	54	4	30	500	2	49	3,00	2.960	1.500
Granito	37,0	1,6	33	2	15	255	2	20	2,65	2.656	900

Los resultados de los ensayos deberán interpretarse de acuerdo con el siguiente cuadro:

Ensayo	Bajo	Medio	Alto
Calidad, coeficiente francés	Inferior a 8	8 - 13	Superior a 13
Tenacidad, coeficiente de Page	» a 10	10 - 15	» a 15
Dureza, coeficiente de desgaste por fricción. »	a 15	15 - 18	» a 18
Poder ligante o de recebo »	a 25	25 - 75	» a 75

Para cada tipo de pavimento, el agregado deberá poseer ciertas características mínimas de calidad y tenacidad, que se resumen en la siguiente tabla:

Tipos de pavimento	Calidad	Tenacidad
"Macadam" con riego bituminoso	Superior a 5	Superior a 5
"Macadam" bituminoso con capa de sellado	» a 7	» a 10
Hormigón asfáltico	» a 10	» a 13
Mortero asfáltico o mezcla "Topeka"	» a 7	» a 6

CONCLUSIONES.

Las anteriores consideraciones permiten fijar las condiciones que deberán cumplir los agregados para la construcción de un pavimento. Debe hacerse notar, sin embargo, la conveniencia de adaptarlas a las circunstancias locales. Se debe efectuar necesariamente un estudio comparativo, tanto desde el punto de vista económico como desde el constructivo, del empleo de agregados locales o de aportación. Es preciso también estudio detallado de las fuentes de suministro, transporte disponible y recorrido, etc., cuyo pormenor no se describe por su carácter de organización de obra. En el Capítulo siguiente se incluyen las composiciones granulométricas adecuadas a cada elemento del pavimento, teniendo en cuenta el sistema constructivo adoptado y el espesor de la capa correspondiente.

b) AGLOMERANTES

DEFINICIÓN.

El aglomerante es el elemento de trabazón de un pavimento bituminoso constituido por agregado grueso y fino.

El concepto bituminoso define un material más o menos viscoso fácilmente fluidificable y de notables propiedades aglomerantes a la temperatura ambiente. Según sea su origen y sistema de obtención resulta

extensa gama de compuestos bituminosos, cuyo precio varía con el coste de producción, de transporte, de la oferta y demanda, etc.

CARACTERÍSTICAS DE LOS AGLOMERANTES BITUMINOSOS.

Las características peculiares de los productos bituminosos motivan su adopción en la construcción de pavimentos. Son las más notables las que se indican seguidamente:

- 1) Adhesividad; proporcionan la trabazón necesaria entre los agregados para formar la estructura del pavimento.
- 2) Impermeabilidad; forman una película impermeable de protección.
- 3) Flexibilidad; dan lugar a conjuntos flexibles que admiten deformación considerable sin rotura ni desintegración.
- 4) Duración; conservan sus propiedades durante muchos años.
- 5) Variedad; se obtienen en distintos grados de dureza y viscosidad.
- 6) Abundancia y precio relativamente bajo.

TIPOS DE AGLOMERANTES BITUMINOSOS.

Resumiendo conceptos y definiciones, pueden agruparse en dos grandes grupos:

a) *Asfaltos*. Son materiales de consistencia sólida o semisólida, de color negro o pardo oscuro y que se licúan gradualmente con el calor. Sus elementos predominantes son betunes que sirven de aglutinante a materias minerales inertes. Se encuentran en la Naturaleza, o bien se obtienen ya sea del refino del petróleo o de los productos resultantes de este refino.

b) *Alquitranes*. Son productos bituminosos obtenidos por condensación, de color negro o pardo oscuro, que dejan notable cantidad de brea por evaporación o destilación. Se obtienen como subproductos de la destilación destructiva de materias orgánicas, tales como carbón de hulla, lignito, turba y madera.

El término *betún* se define como mezclas de hidrocarburos en estado sólido, líquido o gaseoso, solubles por completo en sulfuro de carbono. Aplicado este término al asfalto o al alquitrán, designa la parte soluble en sulfuro de carbono.

En la práctica, estos materiales no se emplean nunca en su estado natural o de obtención. Mediante un

proceso perfectamente elástico es posible alcanzar, en determinadas condiciones de presión y de temperatura, las características de viscosidad y poder aglomerante adecuados para cada tipo de pavimento. Este proceso de refinado puede constar de las siguientes etapas: sedimentación, deshidratación, destilación fraccionada o destructiva, aumento de fluidez y oxidación.

En la destilación de la hulla a altas temperaturas y bajas presiones, los hidrocarburos que contienen se disocian, descomponen y reaccionan entre sí, produciendo hidrógeno libre, diversos hidrocarburos que constituyen el alquitrán en bruto y, finalmente, carbón, parte del cual, finamente dividido, se encuentra entre la masa del alquitrán y al cual debe parte de su adhesividad. La destilación posterior del alquitrán en bruto proporciona el alquitrán usado en pavimentación, y aceites ligeros y naftas que se usan como fluidificadores para conseguir la consistencia y viscosidad requeridas.

ASFALTOS.

Se estudian separadamente, según sea su modo de obtención:

a) Naturales. Se encuentran en la Naturaleza, generalmente en combinación con agregado. Los yacimientos principales se hallan en Centro-América. En España hay yacimientos en Álava y en Soria. Entre los asfaltos naturales deben mencionarse:

- 1) Roca asfáltica.
- 2) Roca de Trinidad.
- 3) Asfalto de Bermúdez.

b) Por destilación. Existen gran variedad de tipos, tales como:

1) Asfalto rápido. Es un asfalto sometido a un proceso de refinado.

2) Cemento asfáltico. Es un asfalto refinado de consistencia conveniente para los trabajos de pavimentación. La penetración correspondiente oscila entre 5 y 350.

3) Asfalto «Cut-Back». Es un cemento asfáltico fluidificado. Pueden ser de tres clases, según el disolvente empleado, que regula el período de endurecimiento:

«Cut-Back» asfáltico de endurecimiento rápido.

«Cut-Back» asfáltico de endurecimiento medio.

«Cut-Back» asfáltico de endurecimiento lento.

Emulsión asfáltica: Es un cemento asfáltico emul-

sionado en agua con pequeña cantidad de jabón, caseína, arcilla, etc., que se suele mezclar con álcalis de sosa, potasa o amoníaco.

Al cabo de un cierto tiempo la emulsión se rompe y deposita el aglomerante al evaporarse el agua. Atendiendo a esta circunstancia las emulsiones también se clasifican en emulsiones de rotura rápida, media y lenta. Son de viscosidad baja, muy inferior a la de los betunes cuando se calientan para su distribución y mezcla.

ALQUITRÁN.

Su carácter general depende de las propiedades del carbón de procedencia, de modo que influye escasamente el método de destilación. Su designación se basa generalmente en el tipo de material o proceso de obtención. Los tipos adecuados para la construcción son:

Alquitrán de carbón.

Alquitrán de gas.

Alquitrán de gas de agua.

También existen emulsiones de alquitrán análogas en cuanto a constitución y clasificación a las asfálticas.

ANALOGÍAS Y DIFERENCIAS ENTRE ASFALTOS Y ALQUITRANES.

Las características generales ya reseñadas son comunes a ambos productos.

Ambos pueden obtenerse en un grado cualquiera de consistencia entre los estados líquido, semisólido y sólido, de acuerdo con los distintos tipos ya vistos en que pueden presentarse.

La formación de los hidrocarburos que los constituyen es completamente diferente: en los petróleos, lentamente a bajas temperaturas y presiones elevadas; en los alquitranes, rápidamente a altas temperaturas y bajas presiones.

El asfalto es producto de importación; el alquitrán es nacional.

El alquitrán es más susceptible a los cambios de temperatura y a los agentes atmosféricos; frágil, más duro a temperaturas bajas, y más blando a las elevadas. Este extremo constituye una ventaja del alquitrán que puede fluidificarse más fácilmente y resulta, en cambio, un inconveniente por cuanto el margen de

temperaturas para su mezcla y distribución es relativamente reducido.

Los componentes del alquitrán son, por lo general, más volátiles que los del asfalto. Esta circunstancia, unida a su mayor susceptibilidad a las variaciones de temperatura, tiene como consecuencia que el efecto de las inclemencias del tiempo sea más perjudicial en las superficies de alquitrán.

El alquitrán posee mayores propiedades adhesivas que el asfalto, especialmente cuando está expuesto a la acción del agua.

DETERMINACIÓN DE CONSTANTES.

Indican la calidad y comportamiento probable del betún, y sirven de base para la elección de un determinado tipo. Los ensayos comunes más frecuentes son:

Peso específico: Varía de 0,9 a 1,4, y es índice de purezas inorgánicas.

Pruebas de consistencia: Se efectúan mediante la determinación de:

a) Viscosidad: Para productos fluidos.

$$c = \frac{\text{Tiempo de salida de 50 c. c. de betún a } T^{\circ}}{\text{Tiempo de salida de 50 c. c. de agua a } 25^{\circ}}$$

Da idea del comportamiento al extenderlo en tratamientos superficiales.

En las emulsiones, la viscosidad y la facilidad de rotura varían inversamente.

b) Ensayo de flotación: Para productos viscosos; tiempo en seg. que tarda en pasar agua a temperatura fijada a través de una probeta de material.

c) Penetración: Para semisólidos o sólidos; penetración de una aguja-tipo, con carga fija durante un tiempo determinado.

d) Ductilidad: Alargamiento en cm. de una probeta por tracción a velocidad uniforme y temperatura fija.

Da idea del comportamiento bajo las dilataciones y contracciones del tráfico y temperatura.

e) Punto de fusión: Es la temperatura para la que el asfalto adquiere fluidez determinada.

Ensayo de volatilización: Pérdida de peso a temperatura determinada, generalmente la de su empleo. Mide la inalterabilidad durante las manipulaciones.

Punto de fragilidad: Temperatura a la que se convierte en frágil; importante, en climas fríos.

Punto de llama o inflamación: Temperatura a la que arden sus vapores; debe ser de 25° a 30° superior a la de aplicación.

Solubilidad: Tiene por objeto determinar:

Betún: parte soluble en S_2C .

Maltenes: solubles en S_2C y éter de petróleo.

Asfaltenes: solubles en S_2C y Cl_4C e insolubles en éter de petróleo; aseguran consistencia y adhesividad.

Carbones, solubles en S_2C e insolubles en Cl_4C ; indican recalentamiento durante la destilación y producen pérdida de adhesividad.

Sirve para determinar la cantidad necesaria en una mezcla y para comprobar su uniformidad y su proceso de fabricación. La proporción del betún en un asfalto no debe ser inferior al 95 %.

Plasticidad: Permite corregir la dosificación en muestras de pavimentos por la huella del golpe de una bola.

Adhesividad: Se mide aproximadamente mediante dos prismas de piedra ligados con betún y sometidos a esfuerzo cortante.

ENSAYOS COMPLEMENTARIOS EN ASFALTOS.

Existencia de alquitrán: Un asfalto no debe tener señales de carbón libre.

Carbono fijo: Es la parte que terminada su destilación destructiva tiene los caracteres del coque.

Prueba de la mancha de aceite: Ha de ser negativa.

ENSAYOS COMPLEMENTARIOS EN ALQUITRANES.

Viscosidad: Método de temperatura para viscosidad-tipo: para evitar ambigüedades de temperatura se mide la viscosidad por la temperatura en °C., para lo cual el alquitrán obtiene una viscosidad tipo (50 segundos).

Deshidratación: No se acepta más del 0,5 de agua.

Destilación fraccionada: Hasta 200° aceites ligeros; con más del 1% pierde adhesividad.

De 200° a 270°-aceites medios: del 6 al 24 %.

De 270° a 300°-aceites pesados: del 4 al 12 %.

Más de 300°-brea.

Carbono libre: Aumenta la dureza y disminuye su valor.

Naftalina: Su existencia produce un revestimiento poroso, permeable y poco resistente.

ENSAYOS COMPLEMENTARIOS EN EMULSIONES.

Tanto por ciento de betún: Por deshidratación o por coagulación y lavado con alcohol.

Estabilidad: Por mezcla (con cemento o arena); por sedimentación, o por enfriamiento.

Examen microscópico: Con práctica, indica su calidad.

ORIENTACIONES SOBRE LA SELECCIÓN DEL AGLOMERANTE.

La selección deberá basarse en la experiencia del ingeniero, teniendo en cuenta el propósito que se ha de servir, el carácter del agregado mineral disponible, los medios de manipulación y las condiciones climatológicas. Sin embargo, es posible fijar algunas normas de carácter general, como menor proporción de betún en áridos gruesos, menor penetración en climas cálidos, cuanto menor sea el tamaño de los áridos, menor penetración, y, a igualdad de otras circunstancias, para más carga menos penetración.

Los betunes más ligeros se emplean para tratamientos superficiales en frío o en caliente, según su viscosidad. Responde esta aplicación al criterio de favorecer la reparación de fisuras incipientes.

Los más viscosos se emplean para superficies propiamente resistentes que necesitan una estructura densa, ya se ejecute por mezcla en instalación, «in situ», o por penetración.

Si estas superficies resistentes se hacen asfálticas, se pueden construir con cementos asfálticos, y en este caso, al requerir un calentamiento previo de hasta 195° C., se puede encarecer excesivamente la construcción. Por eso, para lograr mayor economía se recurre, a veces, a los «Cut-Back», cuya temperatura para la mezcla es muy inferior, e incluso, en algunos casos, pueden extenderse en frío. Los de endurecimiento rápido son muy adecuados para su empleo con agregados bien dosificados; los de endurecimiento medio se adaptan más bien a agregados de graduación fina con mayor período de manipulación. Y los de endurecimiento lento se recomiendan cuando se precise largo período de manipulación, como en el caso de mezclas, «in situ», o extendidas durante un período considerable. En general, como los distintos grados de RC no difieren más que en las cantidades de disolvente volátil, es posible alcanzar el mismo resultado variando el sis-

tema de manipulación. Estas consideraciones pueden hacerse extensivas a los MC, y, asimismo, es posible alcanzar buenos resultados para un tipo de trabajo determinado con el empleo de un producto RC o MC de grado apropiado.

El alquitrán no se emplea con el grado de dureza del asfalto, como consecuencia de su susceptibilidad a las temperaturas; circunstancia que dificulta la mezcla y extendido. Influye asimismo su fragilidad en tiempo frío, a no ser que la superficie se proyecte en forma especial. Esta circunstancia, junta con los datos comparativos expuestos anteriormente, motivan la general preferencia del asfalto en la construcción de pavimentos, especialmente cuando se deseen obtener superficies duras, expuestas a los agentes atmosféricos y a cambios de temperatura. Sin embargo, el alquitrán puede usarse de acuerdo con el criterio general antes establecido, y así, por ejemplo, en superficies resistentes construídas por penetraciones y mezclas, la cantidad de aceites medios que se obtenga en el ensayo de destilación deberá oscilar entre el 6 y el 16 %, el carbono libre entre el 8 y el 22 %, y la cantidad máxima de naftalina el 3 %. En tratamientos superficiales estos límites son del 10 al 24 %, del 8 al 20 % y el 5 %, respectivamente.

Las emulsiones, al ser elementos ligeros, se emplean preferentemente en tratamientos superficiales con agregado fino. Su principal ventaja consiste en la posibilidad de disponer del aglomerante en estado líquido aparente, sin necesidad de calentarlo. La mano de obra no precisa ser tan cuidada, ni requiere tampoco maquinaria especial. Para obtener buenos resultados debe requerirse una fabricación cuidadosa de la emulsión, que deberá contener proporción adecuada de emulsionante, betún y agua, al objeto de obtener un producto de calidad y estabilidad necesarias para que llegue al lugar de su empleo sin romperse, es decir, en buenas condiciones. Posteriormente, el agente emulsionante ha de eliminarse o convertirse en materia inerte para que no tenga lugar la reemulsión por efecto de la acción del agua y del tráfico. Con emulsiones de buena calidad y aplicadas convenientemente es posible realizar tratamientos superficiales seguros y eficaces, ya que la penetración del betún de la emulsión es considerable y aglomera perfectamente la capa superficial. No obstante, las construcciones realizadas con emulsiones

son más sensibles a los agentes exteriores que las efectuadas con «Cut-Back» o alquitrán. Se alcanzan más fácilmente buenos resultados con estos tipos que con las emulsiones.

NORMAS Y APLICACIONES DE CEMENTOS ASFÁLTICOS.

Cementos asfálticos

	Asfalto de petróleo	Asfalto natural fluidificado
Penetración a 25° C., 100 grs. 5 seg.	(1)	(1)
Cantidad total de betún (soluble en CS ₂), no inferior a	99,5 %	95,0 %
Cantidad total de betún (soluble en CCl ₄), no inferior a	99,0 %	99,0 %
Punto de inflamación en °C., no inferior a	175°	175°
Ductilidad a 25° C., no inferior a	100 cm.	60 cm.
Penetración del residuo a 25° C., 5 seg., referida a la penetra-		

(1) La penetración del asfalto deberá ser de (85-100), (100-120) ó (120-150), de acuerdo con las condiciones climáticas.

	Asfalto de petróleo	Asfalto natural fluidificado
ción antes del calentamiento, no inferior a	60 %	50 %
Merma a 163° C., 5 h., no superior a	1,0 %	3,0 %
Temperatura de aplicación en °C.	93-163	93-163
Aplicaciones	mezcla en caliente	ídem

NORMAS Y APLICACIONES DE LOS «CUT-BACK» ASFÁLTICOS.

En conocidas tablas se condensan las normas apuntadas por la «Public Roads Administration» y adoptadas por el «Asphalt Institute» para este tipo de producto asfáltico. Por esto no se repiten.

NORMAS Y APLICACIONES DE LAS EMULSIONES ASFÁLTICAS.

Por ser menos conocidas en la literatura técnica nacional, las normas correspondientes se resumen en la siguiente tabla:

DESIGNACIÓN	Rotura rápida	Rotura media			Rotura lenta	
	RS-1	MS-1 *	MS-2	MS-3	SS-1	SS-2
Ensayos en la emulsión:						
Viscosidad «Furol» a 25° C., seg.	20-100	20-100	100 +	—	20-100	20-100
Residuo de destilación	55 +	55 +	60 +	65 +	55 +	55 +
Sedimentación a los 5 días	—3	—5	—5	—	—3	—3
Demulsibilidad	60 +	—	—	—	—	—
(a) 35 c. c. N/50 CaCl ₂	—	—30	—30	—	1,0 —	1,0
(b) 50 c. c. N/10 CaCl ₂	—0,10	—0,10	—0,10	—0,10	—0,10	—0,10
Tamizado retenido en tamiz núm. 20						
Ensayos en el residuo	100-200	100-200	100-200	100-200	100-20	40-90
Penetración a 25° C., 100 5 seg.	97,5 +	97,5 +	97,5 +	97,5 +	97,5 +	97,5 +
% soluble en CS ₂ (asfalto de petróleo)	95,0 +	95,0 +	95,0 +	95,0 +	95,0 +	95,0 +
% soluble en CS ₂ (asfalto natural)	—2,0	—2,0	—2,0	—2,0	—2,0	—2,0
Ceniza	40 +	40 +	40 +	40 +	40 +	40 +
Ductibilidad a 25° C. en cm.						

Las principales aplicaciones son las siguientes:

RS-1.—Indicadas para penetración y tratamientos superficiales.

MS-1.—Emulsión asfáltica de baja consistencia para mezcla, «in situ», con agregado grueso, retenido por el tamiz de 3,5 mm. y prácticamente sin material que pase por el núm. 200.

MS-2.—Emulsión asfáltica de consistencia media para mezcla en instalaciones con agregado grueso retenido por el tamiz de 1,25 cm., y sin material que pase por el núm. 200.

MS-3.—Emulsión asfáltica de alta consistencia y concentración, para mezcla en instalaciones y extendido en frío o reparaciones, con agregado grueso retenido por el tamiz de 3,5 mm. que no contiene prácticamente material que pasa por el tamiz núm. 200.

SS-1.—Emulsión asfáltica para mezcla con agregado fino, del cual la mayor parte pasa por el tamiz de 3,5 mm. y una porción puede pasar por el núm. 200.

SS-2.—Emulsión asfáltica de baja penetración para mezcla con agregado fino y para incorporarla a agregados del suelo en los que una porción pasa por el

tamiz núm. 200. Adecuada para la estabilización de terrenos se mezcla en instalación.

NORMAS Y APLICACIONES DE LOS ALQUITRANES.

No incluimos estas normas y aplicaciones por ser sobradamente conocidas.

Conviene advertir que no se consideraba conveniente el empleo de alquitranes para superficies de rodadura por su sensibilidad a los cambios de temperatura y agentes atmosféricos. No obstante, la práctica ha demostrado que pueden emplearse como aglomerantes en toda clase de pavimentos, inclusive en superficies de rodadura, y efectuar la mezcla en caliente en instalaciones centrales. Los tipos RT-11 y RT-12 se emplean en hormigones de alquitrán, en la forma antes indicada.

El tipo de alquitrán que se ha de emplear en cada caso depende del clima y de la estación en la que se realizan las obras. Se prefieren alquitranes densos para climas cálidos o estaciones calurosas, y alquitranes ligeros para climas o estaciones frías.

Una aplicación muy importante del alquitrán es su uso para impedir el crecimiento de la maleza, sobre todo, cuando no han sido totalmente eliminados sus ácidos.

CONDICIONES QUE DEBEN CUMPLIR LOS PAVIMENTOS BITUMINOSOS.

En la composición de las mezclas asfálticas y en su empleo en la construcción de pavimentos bituminosos, deben tenerse en cuenta las siguientes condiciones:

1.º *Duración.*—En la duración influyen muchas circunstancias: resistencia al desgaste y a los agentes atmosféricos, calidad y cantidad de betunes y agregados, impermeabilidad de las capas superiores y tratamientos superficiales.

Se requieren superficies de rodadura de elevada densidad por su resistencia al tráfico y a los agentes externos. Esta densidad debe hallarse entre el 90 y 95 % de la máxima teórica, para lo cual precisa alcanzar una buena compactación que reduzca el volumen de huecos.

La adecuada resistencia implica la perfecta trabazón de los agregados con la cantidad necesaria de betún sin exceso alguno. El betún debe ser resistente a los agentes atmosféricos y lo suficientemente blando para

favorecer la reparación de las fisuras incipientes producidas por el uso o por el tiempo, sin tener que esperar la acción beneficiosa de un tráfico intenso.

En términos generales, para alcanzar buenos resultados en la construcción de pavimentos es aconsejable tener en cuenta las siguientes indicaciones:

a) Empleo de un betún lo más blando posible sin que se reduzca la estabilidad del conjunto por debajo del mínimo requerido para evitar el movimiento de las partículas pétreas. Los betunes blandos permanecen más activos y elásticos que los duros. Además, el empleo de betunes ligeros conduce a mayor economía, al exigir una película de recubrimiento menos gruesa que los viscosos.

b) Usar la mayor cantidad posible de betún dentro de los límites que requiere la estabilidad. Este máximo está limitado por el volumen de huecos del agregado compactado. El exceso de betún disminuye la estabilidad. Manteniendo la cantidad de betún por debajo de este límite y suponiendo exista un grado satisfactorio de estabilidad, el aumento de la proporción proporciona mayor duración.

c) La temperatura de mezcla será tal que evite el escurrimiento del betún sobre la superficie del agregado. Es preciso mantener la temperatura dentro de los límites señalados, ya que, a temperaturas inferiores, el betún no alcanza el grado de viscosidad conveniente, y, a temperaturas superiores, puede quemarse.

d) Las mezclas bituminosas deberán compactarse perfectamente, al objeto de alcanzar mayor grado de densidad e impermeabilidad del pavimento.

e) Es necesaria una capa de sellado final que asegure mayor impermeabilización.

2.º *Estabilidad.*—Es la resistencia a los desplazamientos de las partículas pétreas provocados por las cargas, y depende de los grados de cohesión y fricción interna de la mezcla compactada, que es, a su vez, función de la proporción y forma de los agregados, de la densidad de la mezcla y de la cantidad y tipo de betún. Se consigue más fácilmente con agregados gruesos que con mezclas de agregados finos.

Para medir la estabilidad se emplean estabilómetros. Con agregados gruesos la simple inspección de las pruebas de carga sobre pavimentos da idea de la estabilidad. Aunque las mezclas bien graduadas y compactadas no precisan ensayos adicionales, éstos pueden ser

convenientes en los tipos en que el agregado muy fino no reúne condiciones suficientes para ofrecer elevada resistencia a los esfuerzos cortantes.

3.º *Naturaleza de la capa de rodadura.*—En los pavimentos de aeropuertos, la superficie de rodadura no precisa ser tan antideslizante como en carreteras, debido a la diferencia del tráfico, de pendientes y de alineaciones. No obstante, requiere cierta rugosidad para asegurar la acción de los frenos.

En consecuencia, no es conveniente un acabado con agregado grueso, frecuente en carreteras, ni el acabado excesivamente liso que se consigue con un mortero asfáltico. Conviene una superficie de grano fino como la que se obtiene con arena gruesa, garbancillo, etcétera, usual en las capas de sellado.

4.º *Contenido bituminoso de las mezclas.*—El contenido de betún depende de la proporción y absorción de los agregados, volumen de huecos una vez compactado y del tipo de betún. El betún debe rodear al grano formando una película aglutinante, pero sin llegar por su exceso a lubricar la mezcla. Hemos visto que la duración y estabilidad dependen de la cantidad de betún; como en una mezcla adecuada intervienen muchas variables, es preferible realizar ensayos de laboratorio con los agregados disponibles y determinar con ello la cantidad de betún adecuada.

PRECAUCIONES EN LA CONSTRUCCIÓN DE ESTOS PAVIMENTOS.

Los fracasos pueden obedecer a las siguientes causas:

a) Inadecuada e impropia construcción de las capas de fundación.

b) Errores de cálculo.

c) Falta de control riguroso de la mezclas que abarcará la inspección y ensayo de todos los materiales utilizados, calentamiento inadecuado que perjudica las propiedades aglomerantes del betún empleado, enfriamiento de las mezclas en caliente hasta tal punto que se impida su buena distribución y escaso recubrimiento de los agregados en las mezclas, «in situ».

d) Construcción de pavimentos sobre superficies húmedas. El contenido de humedad debe mantenerse entre los límites previstos. En las emulsiones debe evitarse una humedad excesiva, ya que aumenta el período de endurecimiento y retarda la construcción.

e) Apisonado insuficiente, no alcanzando, por tan-

to, el grado máximo de densidad. El apisonado se realizará desde los bordes al centro, por bandas estrechas y con pasadas solapadas. Se termina con pasadas diagonales.

f) Falta de inspección de las irregularidades de la superficie. Han de tomarse las debidas precauciones para evitar estas irregularidades y la segregación que tiene lugar durante o después del apisonado. En estos casos es preciso escarificar, rellenar y compactar hasta alcanzar una superficie uniforme.

g) Avenamiento insuficiente.

h) En los tratamientos superficiales en caliente se necesita un firme seco, limpio, y que su temperatura no sea muy baja para que la película del material bituminoso no se despreque. De no proceder cuidadosamente puede el betún no tener la suficiente adherencia y, en lugar de aglomerar la capa superficial, formar un enlucido que deslice bajo la acción de las cargas, produciendo ondulaciones en las superficies de rodadura.

i) La cantidad de betún debe ser la estrictamente precisa; si es escasa, el pavimento no tendrá ni resistencia ni impermeabilidad suficiente, y se destruirá bajo las cargas y por la acción de las heladas; si hay en exceso, además de ser antieconómico, resulta poco estable, pues se ablanda y ondula en tiempo cálido.

j) Es importantísima la adecuada penetración del betún empleado, la cual depende de las condiciones climáticas, del tráfico y del tamaño de los agregados. En los climas cálidos, los betunes de alta penetración producen pavimentos plásticos, deformables y poco resistentes. En climas fríos, los betunes de baja penetración dan lugar a pavimentos con tendencia a agrietarse y poco resistentes.

CAPÍTULO VI

SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE CIMIENTO. SUPERFICIES NO BITUMINOSAS. SUPERFICIES BITUMINOSAS

CIMIENTO

Atendiendo al tamaño de los elementos que componen el cimiento, en la práctica de la construcción de pavimentos de aeropuertos se establecen dos grupos

bien diferenciados. Dependen la adopción de uno u otro de las condiciones locales.

A) CIMIENTO GRANULAR.

Descripción.—En determinadas circunstancias el terreno, en su estado natural o mejorado con materiales de aportación fácilmente asequibles, permite notable economía en la construcción del cimiento. Tratándose de un elemento costoso es conveniente tener siempre en cuenta esta posibilidad.

Materiales.—Los cimientos de este tipo pueden ser de tres clases, debiendo los materiales granulares que lo integran ajustarse a las exigencias mínimas siguientes

	Clase I	Clase II	Clase III
Tamaño máximo de tamiz ...	2,5 cm.	2,5 cm.	2,5 cm.
Límite líquido no superior a ...	25	35	35
Índice plástico no superior a ...	6	8	10
% que pasa por tamiz núm. 40 ...	10-80		
% que pasa por tamiz núm. 80 ...	5-55	5-65	5-75
% que pasa por tamiz núm. 200...	3-25	3-35	3-50
Variación volumétrica a humedad equivalente de campo no superior a ...	6	8	10
Razón del material que pasa por el tamiz núm. 200 al que pasa por el núm. 40 ...	50	60	60

Cuando el material sea de procedencia local deben tomarse las medidas pertinentes para su extracción, acopio y subsiguiente colocación. La excavación se efectuará a la profundidad adecuada, eliminando materiales nocivos que contengan materia orgánica, escombros, etc., y en forma tal que proporcione una mezcla uniforme de todos los materiales.

Si parte o todo el material fuera de aportación, la mezcla para obtener la composición adecuada conviene efectuarla en instalaciones apropiadas.

Construcción.—La colocación en obra se efectuará de acuerdo con los perfiles transversal y longitudinal, y sobre un terreno previamente compactado y nivelado. No se permitirá su colocación sobre zonas blandas, onduladas ni fangosas. Se extenderá el material preferiblemente con niveladoras y en capas de 8 a 15 cm. de espesor que se compactarán mediante rodillos de pata de cabra y apisonadoras de llantas metálicas o equipadas con neumáticos hasta un 95 % como mínimo de su densidad máxima. Para facilitar esta compactación se procederá al riego con agua. Las

irregularidades que se observen después del apisonado se corregirán añadiendo o quitando material hasta obtener una superficie lisa y uniforme. Por tal motivo, es conveniente alternar la acción de niveladoras y apisonadoras. El aumento de espesor en el cimiento deberá lograrse mediante capas sucesivas, tratadas en la forma antes indicada.

Para comprobar la nivelación se colocarán estacas a distancia conveniente que permitan operar con seguridad. En la nivelación de un cimiento de clase II que deba recibir un cimiento de clase I se tolerará un error máximo de 1,25 cm.; la variación entre puntos altos y bajos no será superior a 2,5 cm. al comprobarla con reglón de 3 m. de longitud. La superficie del cimiento que deba recibir un firme rígido se acabará con un error menor de 1,25 cm., y la variación no será superior a 1 cm., comprobado con el reglón de 3 m.; las variaciones superiores llevarán consigo levantar el cimiento, añadir o quitar el material necesario y compactar nuevamente humectando el conjunto.

B) CIMIENTO «TELFORD».

Descripción.—Cuando las disponibilidades de materiales no permitan la construcción de cimientos granulares o cuando el terreno sea de naturaleza arcillosa y de muy mala calidad, es preciso recurrir a una cimentación construida con piedra de gran tamaño colocada a mano, realizando una mampostería muy basta. Este sistema constructivo, disponiendo de terrenos de fundación debidamente compactados, proporciona un cimiento de excelente calidad. Los intersticios que dejan las piedras grandes se rellenan con otras de menor tamaño, con lo que se consigue un conjunto bien acunado al someterlo a un cilindrado eficaz.

Materiales.—Son utilizables casi todas las clases de piedra; puede proceder de cantera, y, para su utilización y mejor aprovechamiento, se clasifica en dos tamaños:

Piedra gruesa, de tamaño comprendido entre 20 y 30 cm., fácilmente manejables por un hombre, de forma poliédrica, aproximadamente cúbica o prismática regular y de caras planas.

Piedra partida de tamaño comprendido entre 7 y 12 cm., que se produce como detritus de cantera; deberá ser limpia, sin señales de desintegración y sin

un exceso de partículas oblongas que se rompen en el apisonado.

Construcción.—En terrenos malos y cuando el nivel freático es elevado puede ser necesaria la construcción de una capa aislante de protección sobre la que se construye el cimientto.

Para obtener un conjunto de alta compacidad y uniformidad, las piedras se colocan a mano con su mayor dimensión horizontal y normal al eje de la pista, encajándose las unas en las otras y rellenando con piedra de menor tamaño los huecos existentes entre ellas, dando lugar a una mampostería en seco rudimentaria. Sobre ella se extiende una capa de 5 a 10 cm. de espesor de piedra partida, con el fin de rellenar los huecos y facilitar el apisonado. En la práctica es conveniente que el acopio de la piedra menuda sea contiguo al de la piedra gruesa; la proporción entre piedra gruesa y menuda puede ser de 4 a 1, respectivamente. Se facilitará la labor exigiendo que el obrero pueda comprobar continuamente el espesor del cimientto durante su construcción, mediante cañas o estacas cortadas a esa longitud hincadas en el terreno. Con ello puede lograrse fácilmente un espesor uniforme que, en caso contrario, sería difícil corregir.

• SUPERFICIES NO BITUMINOSAS

FIRME DE «MACADAM» TRABADO EN SECO.

Descripción.—Este sistema constructivo proporciona un firme de buenas características. Se construye con piedra o escoria partida, dispuesta sobre un terreno de fundación o cimientto preparado previamente. Es esencial la debida compactación del terreno y del cimientto, ya que el resultado de un firme de «macadam» depende de un cilindrado eficaz que proporcione un buen acañado de las piedras. Para conseguir la necesaria trabazón que impida el desplazamiento de las partículas, los huecos existentes entre ellas se rellenan con material de grano fino o recebo, procedente del machaqueo del agregado antes utilizado. Este firme debe construirse con agregado de óptima composición granulométrica, con muy poco material que pase por el tamiz de 19 mm. (3/4 de pulgada). Debe terminarse con un tratamiento superficial bituminoso de proporción adecuada y una superficie de rodadura de gran compacidad y un espesor mínimo de 5 cm.

Materiales.—La piedra partida procederá del machaqueo de piedras de óptima calidad, duras y duraderas. Se rechazará un exceso de partículas planas, oblongas, blandas o que presenten señales de desintegración. El agregado deberá ser limpio y no contendrá materias extrañas.

En caso de emplear escoria partida consistirá en fragmentos angulares de densidad y calidad sensiblemente uniformes, carente de partículas finas, oblongas y blandas, limpia y sin materias extrañas. El peso específico no será inferior a 1.100 Kg/m³, y su porcentaje de humedad menor de 45, a 500 revoluciones.

La composición granulométrica requerida para un firme de calidad es la siguiente:

T a m i z	% que pasa	
	Agregado grueso	Recebo
76,2 mm.	100	
63,5 »	90-100	
38,1 »	25-60	
19	0,10	
9,52		100
Núm. 4		85-100
Núm. 100		5-25

No obstante, si el estudio económico así lo aconseja, es admisible ligera variación y contrastar el resultado.

Construcción.—Cuando se construya directamente sobre el terreno de fundación, puede convenir una capa aislante de protección, cuya descripción se ha realizado anteriormente.

En cualquier caso la superficie que deba recibir el firme será lisa y con las pendientes longitudinal y transversal indicadas en los planos. No se consentirán los baches, rodadas, etc., debidos a deficiencia de avenamiento, transporte o cualquier otra causa.

Sobre la superficie así preparada se distribuye uniformemente el agregado mediante distribuidoras o aparatos adecuados que lo extienden en la cantidad requerida y reducen al mínimo el empleo de mano de obra. La descarga por vehículos en pilas o filas no resulta económica, por exigir manipulación posterior. No deberá permitirse el tránsito sobre el firme semiconstruido, ya que puede ocasionar el redondeo de la piedra.

El firme se construye en capas de 8 a 11 cm. de espesor, una vez compactado. El agregado colocado ha de ser de graduación uniforme y sin bolsas de ma-

terial fino; no deberá llevarse un avance superior a 1.700 m² en la colocación de éste sobre el extendido de recebo y cilindrado.

Con el fin de proteger las capas inferiores sin entorpecer la salida de aguas, la distribución del agregado debe empezar a lo largo del eje en una pista a dos aguas, o en el borde más alto en caso de pendiente única.

Después de extendido el agregado se compacta mediante apisonadoras de tipo triciclo de 10 Tm. de peso, como mínimo, avanzando gradualmente desde los bordes al eje, solapando la mitad de la huella precedente de la rueda trasera y continuando hasta que, por haber quedado la piedra completamente encajada, no sea visible la huella de un nuevo apisonado. No deberá compactarse cuando el terreno sea blando, o se produzcan asientos u ondulaciones; estas zonas deberán levantarse, rellenarse y luego compactarse en la misma forma. Los sitios inaccesibles a la apisonadora se compactarán con pisonos mecánicos o a mano; el peso de éstos últimos no será inferior a 25 Kg. con 650 cm² de superficie, como mínimo.

Una vez compactado, se extiende el recebo en forma gradual y uniforme para que rellene todos los intersticios. No debe apilarse sobre el firme, sino extenderse en capas delgadas. Se apisona nuevamente hasta que el recebo quede totalmente embebido y rellenando todos los huecos; para ello se utilizarán las apisonadoras empleadas en la operación anterior equipadas con barrederas. Si fuera necesario, se completará el barrido con escobas de mano. El extendido, apisonado y barrido del recebo debe hacerse en zonas de superficie inferior a 1.700 m², y se debe proseguir hasta colmar todos los intersticios.

La nivelación se fijará mediante estacas dispuestas en alineaciones paralelas al eje de las pistas, espaciadas a una distancia que permita el empleo de cordeles y niveletas. Terminada la superficie del firme, deben comprobarse su finura y nivelación. No presentará variaciones superiores a 1 cm. al comprobarla con reglón de 5 m. aplicado paralela y normalmente al eje de la pista. Las zonas que no cumplan estos requisitos deberán escarificarse, rellenarse y compactarse nuevamente.

La construcción no debe efectuarse cuando el terreno está húmedo, ni durante las heladas. Cuando el terre-

no, cimiento, agregado o recebo presenten síntomas de helada, es preciso interrumpir la construcción.

FIRME DE «MACADAM» TRABADO CON AGUA.

Es un tipo parecido al anterior pero de mejores características. Constituye el mejor firme de piedra partida no bituminoso, ya que el agua permite introducir una cantidad máxima de recebo en el «macadam». Con ello se consigue reducir al mínimo la capilaridad, aumentar la impermeabilidad y obtener mayor trabazón entre las partículas de piedra.

La calidad y composición de los agregados son las mismas que para el ligado en seco. El sistema constructivo es el mismo hasta la fase de relleno de huecos en seco, es decir, hasta conseguir un firme del tipo anterior. A partir de esta fase, el «macadam» debe regarse y cilindrarse y extender nueva cantidad de recebo hasta que los huecos estén completamente rellenos y la piedra firmemente acuñada y trabada. Esta cantidad adicional de recebo y de agua será la suficiente para ligar el firme en toda su profundidad y proporcionar una superficie granular.

Las precauciones durante el período de construcción, son las mismas que el ligado en seco.

FIRME DE PIEDRA PARTIDA.

Descripción.—Cuando resulte antieconómica la construcción de un firme de «macadam» y se disponga, a precio ventajoso, de piedra de menor tamaño, puede recurrirse a un firme de este tipo construido sobre un cimiento de buena calidad. Su construcción es semejante a la de un «macadam» ligado con agua; el aglomerante será polvo de machaca. Debe proscribirse el empleo de tierras.

Requiere también un tratamiento superficial y superficie de rodadura, como el firme de «macadam».

Materiales.—El agregado puede ser piedra de iguales características que para el «macadam», pero del tamaño adecuado. Para conseguir un buen acuñado entre las distintas partículas, sobre todo si se trata de formas originariamente redondeadas, se procurará que el porcentaje de partículas contenido en el producto total sea lo más uniforme y constante posible, y exigir que el producto de machaqueo sea tal que el 60 % como mínimo del material comprendido entre 5 y

2,5 cm., 2,5 y 2 cm., 2 cm. y el retenido en el tamiz núm. 4 presente, como mínimo, una cara de fractura. Para evitar un exceso de material fino no machacado, éste debe eliminarse antes por tamizado. En cambio, deberá incorporarse como polvo relleno todo el material procedente del machaqueo que pase a través del tamiz núm. 4. La composición granulométrica se ajustará a alguna de las siguientes:

Tamiz	% que pasa		
	Clase I	Clase II	Clase III
5,0 cm.	100	—	—
3,8 cm.	—	100	—
2,5 cm.	55-85	70-95	100
1,9 cm.	50-80	55-85	70-100
Núm. 4	30-60	30-60	35-65
Núm. 40	10-25	10-25	15-25
Núm. 200	3-10	3-10	3-10

cumpliendo también las condiciones siguientes:

a) La cantidad de material que pasa a través del tamiz núm. 200 no será superior a la mitad del que pasa a través del tamiz núm. 40.

b) El que pase a través de éste tendrá un límite líquido inferior a 25 y un índice de plasticidad inferior a 6. El tamaño máximo no será superior a la mitad del espesor.

Construcción.—La construcción de este tipo se asemeja mucho a un «macadam» ligado con agua; no se emplearán como relleno substancias terrosas, tales como arcillas, y debe emplear como relleno polvo procedente de machaca. El material deberá tratarse previamente a su colocación, preferiblemente en instalación adecuada, para que se obtenga un producto uniforme sin bolsas de materiales finos y de cualidades satisfactorias. A este efecto también puede usarse un equipo móvil, pero tal que, cargado a plena capacidad, no forme rodados ni dañe el cimiento. La mezcla en instalación asegura su dosificación y el contenido óptimo de humedad para su compactación que se determinará previamente mediante ensayos. Cuando se use instalación fija, se apartará el material necesario cada 30 metros y se extenderá luego mediante distribuidoras o aparatos apropiados para reducir al mínimo la mano de obra. Con instalación móvil se apila a lo largo de la pista, donde lo recoge la mezcladora, se dosifica y humedece al grado óptimo para su extendido en ca-

pas de 6 a 10 cm. y compactación. Esta operación se efectúa con apisonadoras triciclo de 10 Tn., como mínimo, que producen en la rueda trasera una compresión mínima de 60 Kg/cm. Como la compactación ha de llegar al 100 % de la densidad obtenida en la prueba «Proctor», con la totalidad del material en máquina efectuará un cilindrado máximo de 20 m³ hora. Para un apisonado final pueden usarse indistintamente apisonadoras triciclo o rodillos en «tandem», de 8 Tn.

El resto de los detalles constructivos y de nivelación son idénticos a los descritos por el «macadam».

Para la comprobación del espesor, sobre todo en trabajos a contrata, pueden hacerse calas de tal manera que cada una represente una superficie de 250 m². Cuando existan deficiencias de más de 1,25 cm. deben corregirse por escarificado y posterior reconstrucción.

El trabajo no se efectuará con el cimiento húmedo ni con heladas. Cuando la temperatura descienda de 4° C. se debe proteger el firme recién terminado con una cubierta de paja o medio análogo.

SUPERFICIES BITUMINOSAS

TIPOS DE SUPERFICIES BITUMINOSAS.

Atendiendo al aglomerante que entra en su construcción se dividen en pavimentos asfálticos o pavimentos de alquitrán, según sea el asfalto o el alquitrán el elemento de unión.

Dentro de cada grupo se pueden clasificar según el procedimiento constructivo seguido.

Esta clasificación no es absoluta, es decir, algunos tipos no se ajustan exactamente a ella por la flexibilidad que ofrece su construcción. También es evidente que no son los únicos por las variedades que pueden surgir, aprovechando las diferentes etapas constructivas de cada una de ellos. Con todo, sirve de orientación y a continuación damos somera descripción de cada tipo.

El asfalto y el alquitrán tienen, en general, las mismas aplicaciones, y con ellos se construyen casi todas las superficies. Como no existen más diferencias que las que se derivan de la manipulación específica de cada tipo, como temperatura de aplicación, etc., se describen conjuntamente.

«IN SITU»	{	Por penetración	{	Terreno estabilizado	{	Riego de preparación.
			Riegos superficiales	Riego de unión.		
			Tratamiento superficial... ..	Riego de sellado.		
		«Macadam» de penetración.				
«IN SITU»	{	Por penetración y mezcla...	{	Revestimiento con roca asfáltica.	{	
			Revestimiento con gravilla y betún.			
«IN SITU»	{	Por mezcla	{	Terreno estabilizado	{	Mezclada.
			Pavimento de roca asfáltica.	Fundida.		
			Mezcla «in situ»			
«IN SITU»	{	«Macadam» asfáltico	{	Extendido en caliente.	{	
			Extendido en frío.			
POR MEZCLA, EN INSTALACIÓN	{	Hormigón asfáltico... ..	{	Extendido en caliente.	{	
			Extendido en frío.			
POR MEZCLA, EN INSTALACIÓN	{	Mortero asfáltico	{	Extendido en caliente... ..	{	Tipo normal.
				Con relleno de piedra.		
				Mezcla <i>Topeka</i> .		
POR MEZCLA, EN INSTALACIÓN	{		{	Extendido en frío	{	Tipo normal.
				Mortero asfalto-arena.		

POR PENETRACIÓN

Caracteriza a estos pavimentos el que sobre su superficie se efectúe un riego de betún, que al penetrar en los huecos de los áridos los recubre en parte consiguiendo su trabazón. Una capa de grava que pueda extenderse después del riego penetra en los mismos huecos aumentando la compacidad del conjunto.

TERRENO ESTABILIZADO.

De muy poca aplicación por la limitación que imponen a las cargas y al tráfico. Pueden lograrse por alguno de los conocidos tratamientos que se especifican en los libros técnicos.

Procediendo sucesivamente puede llegar a formarse una delgada capa de betún y tierra que puede denominarse pavimento. Al cabo de varios tratamientos, la superficie estará en todo caso en excelentes condiciones para soportar un pavimento de mejor calidad; y puede ser esta su principal aplicación. Se emplean generalmente tipos SC-1, SC-2, MC-0, MC-1. Los más ligeros SC-1 y MC-0 para suelos compactos y debe aumentarse gradualmente la densidad con la porosidad del terreno.

La resistencia al desgaste e impermeabilidad obtenidas, es decir, su estabilidad, dependen de la adecuada composición granulométrica del terreno.

RIEGOS SUPERFICIALES.

a) Riego de preparación.

Descripción.—Consiste en la aplicación de un material bituminoso sobre la superficie de un firme terminado, al objeto de conseguir la penetración necesaria y prepararlo para recibir la superficie de rodadura.

Materiales.—En la elección del tipo de material bituminoso que se haya de emplear, influirán principalmente sus características de penetración, al objeto de asegurar la adhesión entre ambas superficies. Por lo tanto, se preferirán alquitranes RT, siempre que sea posible. Los «cut-back» asfálticos MC son, asimismo, muy indicados, ya que su grado de fluidez y endurecimiento retardado proporcionan penetración conveniente. Al evaporarse el petróleo no queda residuo de aceite, cuya existencia sería perjudicial para la superficie de rodadura. En consecuencia, cuando se quiera obtener una superficie muy compacta se emplearán RT-2 o bien MC-0; para superficies de menor compacidad pueden emplearse aglomerantes RT-3 o bien MC-1. La proporción de betún influye, asimismo, en la penetración máxima alcanzada, por lo que debe examinarse cuidadosamente en cada caso, oscilando generalmente entre 1 a 2 l/m².

Para el alquitrán, además de su homogeneidad, se prescriben las siguientes características:

Características	RT-2	RT-3
Consistencia:		
Viscosidad específica «Engler» a 40° C.	8—13	13—22
Peso específico a 25° C.	1,08	1,09
Betún en % del peso	88	88
Agua en % del volumen	2—	2—
Destilación % del peso:		
Para 170° C.	7—	7—
Para 270° C.	35—	30—
Para 300° C.	45—	40—
Punto de fusión del residuo de destilación: En ° C.		
Temperatura de aplicación en ° C.	30—60	35—60
Coeficiente de sulfonación:		
Total destilado a 300° C.	7—	6—
Destilado entre 300°-360° C.	1½—	1½—

NOTA.—El coeficiente de sulfonación representa los milímetros del residuo de sulfonación de 100 gramos del producto destilado, multiplicando por el porcentaje de destilación referido al peso de alquitrán y dividido por 100.

El asfalto «cut-back» será homogéneo y exento de agua. Se ajustará a las siguientes normas:

Características	MC-0		MC-1	
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
Agua		0		0
Punto de inflamación ° C. ...	38		38	
Viscosidad «Furol»:				
A 25° C.	75	150		
A 50° C.			75	150
Destilación parcial (respecto a lo destilado a 360° C.)				
A 225° C.		25		20
A 260° C.	40	70	25	65
A 316° C.	75	93	70	90
Residuo de destilación a 360° C.				
% en volumen de la muestra.	50		60	
Penetración a 25° C.	120	300	120	300
Ductilidad, cm.	100		100	
% soluble en ClC ₄	99,5		99,5	
Temperatura de aplicación ° C.	10	52	38	80
El material no debe agrietarse.				

Construcción.—Se necesita un equipo para calentar el material bituminoso y un distribuidor a presión. Muy interesantes son los equipos móviles, calefactores y distribuidores; van equipados con llantas neumáticas para que la carga no sea superior a 116 Kg/cm., y permiten la aplicación del material bituminoso a una presión de 1,5 a 4,5 Kg/cm², en cantidades de 0,2 a 9 l/m², con una variación máxima en la proporción de un 5 %; para ello se equipan con tacómetros, ma-

nómetros, termómetros e instrumentos para la medición de volúmenes.

Antes de aplicar el riego se barre la superficie compactada para quitar las materias nocivas, como arcilla, etc. La aplicación del material bituminoso mediante uno u otro equipo distribuidor se efectúa a continuación, pero únicamente cuando la temperatura ambiente sea superior a 16° C. y la superficie está enjuta; por lo tanto, no se regará en días lluviosos. Efectuado el riego, debe permitirse que seque sin perturbación durante un período no inferior a 48 horas.

b) Riego de unión.

Descripción.—El riego de unión tiene por objeto asegurar perfecta ligazón entre la superficie de rodadura y el firme.

Materiales.—Por sus cualidades de penetración y adherencia, son preferidos el asfalto (cuyas características se indican), el «cut-back» RC y las emulsiones asfálticas. Estos dos últimos tienen propiedades que les facultan para penetrar a través del polvo y de las superficies gredosas y conseguir una perfecta adherencia al firme.

Las emulsiones asfálticas son especialmente adecuadas para ser aplicadas sobre firmes en cuya construcción haya intervenido una emulsión de este tipo, y sobre aquellos en que, por su naturaleza, pueda prevverse una buena penetración. Asimismo dan buen resultado al ser aplicadas sobre pavimentos ya existentes, puestos en condiciones para recibir el riego.

Las cantidades de material bituminoso que habitualmente se aplican oscilan entre 0,4 y 1,0 l/m².

A continuación indicamos las características de los materiales bituminosos que hemos citado:

a) «Cut-back».

Características	CLASE		
	RC-2	RC-3	RC-4
Punto de inflamación	26° C.	26° C.	26° C.
Viscosidad «Furol» a 60° C.	100 - 200	250 - 500	
Viscosidad «Furol» a 80° C.			125 - 250
Destilación parcial (respecto a lo destilado a 360° C.)			
A 225° C.	40 %	25 %	8 %
A 260° C.	65 %	55 %	40 %
A 316° C.	87 %	83 %	80 %
Residuo de destilación a 360° C. (% volumen por diferencia) ...	67 %	73 %	78 %

Características	CLASE		
	RC-2	RC-3	RC-4
Ensayo sobre los residuos:			
Penetración a 25° C.	80-120	80-120	80-120
Ductilidad en cm.	100	100	100
% soluble en CL_4C	95,5	99,5	99,5
Límite de temperatura ° C.	50-80	65-90	80-100

b) Asfalto.

Características	Máximo	Mínimo
% de agua	0	
Viscosidad «Furol» a 100° C.	500	250
Punto de inflamación		150
Destilación: Total destilado a 360° C. (% de volumen)	2	
Ensayo de flotación del residuo obtenido a 40° C., seg.	350	150
Residuo asfáltico de penetración 100, en porcentaje del total		90
Ductilidad del resto obtenido, a 25° C.		100
Porcentaje soluble en CL_4C		99,5
Temperatura de puesta en obra	175	120
El asfalto no debe dar espuma al ser calentado a 175° C.		

c) Emulsión asfáltica.

Características	RS-1	
Viscosidad «Furol» a 25° C.	20-100	20-100
% residuo de destilación	55-60	57-62
Sedimento a los 5 días	3-	
Pérdida de emulsión 35 ccN/50 CL_2Ca	60+	
Ensayo de tamices: % retenido malla 20	0.10-	0.05-
Ensayo con los residuos:		
Penetración a 25° C., 100 g, 5 segundos	100-200	100-200
% soluble en S_2C	97,5	97,0
Cenizas	2-	2-
Ductilidad a 25° C.	40+	60+
Límite de temperatura	10-52	10-52

Construcción.—El riego de unión debe aplicarse únicamente a superficies completamente secas, con temperatura del ambiente superior a 15° C., y con tiempo exento de humedad.

El equipo usado habitualmente es el descrito anteriormente.

Antes de proceder al riego de unión, debe procederse al barrido mecánico de la superficie, necesario para la eliminación del polvo y de las impurezas perjudiciales. A continuación, cuidadosa inspección de la capa que debe recibir el riego, y comprobar su estado de nivelación. Después de efectuado el riego se deja la superficie en reposo hasta que el material bitumi-

noso se haya solidificado y que quede en esta forma hasta que se proceda a la construcción de la superficie de rodadura. Durante este período se deben tomar las necesarias precauciones para proteger las superficies regadas de posibles deterioros. En caso de haber excedente de betún, puede eliminarse éste mediante la adición de arena en la cantidad necesaria para absorberlo.

c) Riego bituminoso de sellado.

Descripción.—Consiste en un sellado de material bituminoso con una capa de agregado, construido sobre la superficie de rodadura.

El objeto es el siguiente:

1.° Alcanzar un grado de impermeabilidad y protección a las lluvias y agentes atmosféricos.

2.° Constituir una superficie de condiciones óptimas para la rodadura, suficientemente resistente y que cause deterioro mínimo a los neumáticos.

3.° Evitar el desprendimiento de partículas por la acción de las hélices, que sería perjudicial para los mismos aviones.

4.° Subsanan las grietas capilares.

5.° Dar color a la superficie.

Al compactar mezclas de gran compacidad pueden producirse grietas capilares que constituyen serio peligro para el pavimento. Para corregirlas es preciso un material bituminoso blando y un cilindrado con llantas neumáticas que hacen penetrar gran cantidad de agregado fino en el betún. Este proceso puede completarse con la acción de una planchadora, pero la mayor parte del cilindrado debe corresponder necesariamente a las llantas neumáticas.

Materiales.—En la elección del betún corresponde tener en cuenta que los «cut-back» MC y SC, por razón del disolvente que contienen, producen una pastosidad permanente en la capa superficial nada conveniente. En cambio, la pastosidad producida por un reducido porcentaje de nafta en un RC-2 tiene carácter temporal únicamente.

El agregado procedente, necesariamente de machaqueo, será de color claro para aumentar la visibilidad. El color y poder de reflexión deberán ser uniformes. No contendrá polvo, arcilla, materia orgánica, etc., para que la película de material bituminoso pueda adherirse perfectamente. El contenido de humedad en el

momento de su aplicación no será superior al 3 %. En caso contrario es necesario su calentamiento.

Se emplea en cantidades de 4 a 9 Kg/m², y debe ajustarse su composición granulométrica a los siguientes valores:

Tamiz	% que pasa
1/4"	100
n.º 4	70 — 100
n.º 10	0 — 70
n.º 40	0 — 5

El aglomerante se extiende en cantidades de 0,7-1,1 litros/m². Debe emplearse preferentemente cemento asfáltico, «cut-back» RC-2 o emulsión asfáltica, que deberán ajustarse a las siguientes características:

Características	RC-2	
	Mínima	Máxima
Agua %		0
Punto de inflamación °C.	27	
Viscosidad «Furol» a 60° C.	100	200
Destilación parcial (respecto a lo destilado a 360° C.).		
A 225° C.	40	
A 260° C.	65	
A 316° C.	87	
Residuo de destilación a 360° C. % en volumen de la muestra	67	
Penetración	80	120
Ductibilidad cm.	100	
% soluble en CCl ₄	99,5	
Temperatura de aplicación °C.	52	80
El material no debe agrietarse.		

Características	mento asfálti
Penetración a 25° C. 100 gr. 5 seg.	120 — 150
Cantidad total de betún (soluble en S ₂ C) no inferior a	99,5 %
Proporción de betún soluble en CCl ₄ no inferior a	99 %
Ductilidad a 25° C. no inferior a	100 cm.
Punto de inflamación °C. no inferior a	175
Volatilización a 163° C. no superior a	1 %
Penetración del residuo respecto a la de antes del calentamiento, no inferior a	60 %
Límite de temperatura °C.	93 — 163
El material será homogéneo, libre de agua y no formará espuma al calentarlo a 175° C.	

Características	Emulsión a-fáltica	Residuo del ensayo de destilación
Viscosidad «Saybolt-Furol» 60 cm ³ a 25° C. no superior a	100	
Peso específico 25° C. no superior a	1	
Residuo a 163° C. 3 h. 50 gr. o residuo del ensayo de destilación	55 a 60 %	
Demulsión - 35 ml. N/50 Cl ₂ Ca, no inferior a	60 %	
Sedimento a los 10 días, no superior a	3	

Características	Emulsión asfáltica	Residuo del ensayo de destilación
Ensayo del tamizado, inferior a	0.05	
Penetración a 25° C.		100 — 200
Solubilidad en S ₂ C, no inferior a		97
Ceniza, no superior a		2
Ductibilidad a 25° C. no inferior a		60

Construcción.—Antes de efectuar el sellado debe barrerse bien a mano o mecánicamente todo el material perjudicial.

Para la distribución del material bituminoso pueden usarse los equipos a mano o auto-tractores ya descritos. La distribución deberá ser uniforme, y es preciso cuidar el enlace de dos zonas de trabajo. Para ello puede recurrirse a extender papel grueso que las delimite.

El agregado ha de extenderse sin demora. Si se emplea cemento asfáltico conviene calentarlo entre 65 y 95° C. Con el empleo de otros aglomerantes la temperatura de caldeo del agregado no precisa ser superior a 65° C. Se distribuye a mano o mediante camiones distribuidores; éstos operarán marcha atrás, al objeto de que el betún se halle recubierto antes de que pasen las ruedas. Debe conseguirse un recubrimiento uniforme del betún.

El cilindrado comenzará en cuanto se haya distribuido el agregado, y continuará hasta que no pueda introducirse más en la superficie. Se usarán cilindradoras de ruedas neumáticas montadas en dos ejes sobre los que se apoya el «chasis» para soportar la carga, con un mínimo de 9 ruedas alternadas. La presión de los neumáticos será uniforme; el peso se aumentará conforme avanza la operación, hasta alcanzar el límite máximo, que no deberá ser inferior a 65 Kg/cm. La anchura efectiva del cilindrado tampoco será inferior a 1,5 m.

Durante el cilindrado se efectuarán barridos con la frecuencia necesaria para lograr que el agregado cubra uniformemente la superficie.

Antes de la recepción de la obra se barrerá y retirará el agregado que no haya sido introducido.

TRATAMIENTO SUPERFICIAL.

Las necesidades del tráfico pueden requerir el mejoramiento de antiguos firmes de «macadam» o terrenos estabilizados y ya construídos, y crear, al propio tiempo, sobre ellos una superficie de rodadura. Para con-

seguirlo se puede recurrir a un tratamiento superficial que se obtiene mediante la aplicación de algunos de los riegos antes descritos, generalmente, el de preparación y el de sellado. Con la aplicación de tratamientos superficiales sucesivos pueden alcanzarse mayores espesores, llegando a lo que puede llamarse penetración sucesiva.

La cantidad de betún en el primer riego puede aumentarse hasta 3 Kg/cm², según la porosidad de la superficie; se extenderá a continuación agregado duro de tamaño de 5 a 15 mm. en cantidad de unos 13 l/m², que se apisonan con rodillo de más de 10 Tm. Los tipos de betún que se deben emplear son los ya descritos y, en el caso de emulsiones asfálticas, se aplicará en proporción de 3, 6 Kg/m² extendida en dos veces para que no deslice; primeramente, unos 2 Kg/m², y cuando hayan sido absorbidos, el resto.

El riego de sellado es de las mismas características que el descrito.

Estos tratamientos superficiales pueden durar dos o tres años, durante los cuales aterricen aviones ligeros con bastante frecuencia. Cuando sea necesario puede sellarse nuevamente. Con todo, no son recomendables en grandes aeropuertos, ya que necesitan para su buena consolidación la acción beneficiosa de un tráfico intenso, y, además, carecen de la estabilidad de otros tipos.

«MACADAM» DE PENETRACIÓN.

En esta clase de firmes se empleará piedra de alta resistencia a la compresión y desgaste y de coeficiente de calidad superior a 13. Es preciso que no tenga polvo, ya que dificultaría la adherencia del betún. El tamaño máximo de las partículas no debe ser superior a la tercera parte del espesor, y no conviene sea menor de 2 cm. para no disminuir la resistencia del firme; hay que procurar la mayor uniformidad posible en el tamaño de la piedra para que, una vez compactada, presente gran volumen de huecos y permita la penetración del betún en grado satisfactorio.

Se construye en espesores de 6 a 9 cm., con agregado apisonado y compactado hasta impedir su movimiento. Cuando la superficie está lisa, limpia, seca y la temperatura ambiente es superior a 10°, se trata con un riego de penetración en caliente a razón de 1 Kg/m² y cm. de espesor. Terminado el riego, se

añade gravilla de 15 a 20 mm. de tamaño en proporción de 20 a 25 l/m² que se apisona con cilindros de 12 a 15 Tm. A continuación se limpia la superficie para quitar el material no consolidado.

Terminada una capa se construyen las demás del mismo modo hasta lograr el espesor requerido.

Si él ha de constituir la superficie de rodadura se termina con un riego de sellado de 2,5 a 3 Kg/m² de betún que se cubre con una capa de garbancillo de 5 a 15 mm., en cantidad de 12 a 15 l/m².

Puede ser necesario, cada cuatro o cinco años, efectuar un riego de conservación semejante al de sellado, pero con 1,25 l/m² de betún, que también se apisona.

Se usan preferentemente cementos asfálticos con un índice de penetración de 85-100, para climas cálidos, y hasta 200, para los fríos.

Las variantes de este sistema consisten en el empleo de los «cut-backs» asfálticos SC-6, RC-2, RC-3, RC-4 y RC-5 y emulsiones asfálticas, principalmente la RS-1. En este último caso conviene extender la gravilla antes del primer riego, para que quede suficientemente envuelta por el betún.

Estos pavimentos tienen gran estabilidad, gracias al perfecto ajuste de las partículas, debido a la acción de la apisonadora. Además, el equipo necesario es bien sencillo: se reduce a una apisonadora pesada y a un distribuidor a presión para el asfalto.

POR PENETRACIÓN Y MEZCLA

Después de un tratamiento de penetración, se extiende una mezcla de agregado y de betún. El tratamiento previo tiene por objeto procurar un enlace conveniente entre las capas construídas y la mezcla asfáltica. Ésta protege, refuerza e impermeabiliza las capas inferiores. Son tipos intermedios entre los de penetración y los de mezcla que se detallan a continuación, y proporcionan un recubrimiento asfáltico de buena calidad.

REVESTIMIENTO CON ROCA ASFÁLTICA.

El primer riego consiste en una imprimación de la superficie con una ligera capa de aceite a razón de 0,25 a 0,30 l/m². La roca asfáltica molida (su tamaño máximo será de 1,5 mm. y con un 30 % como máximo que pase por el tamiz núm. 100) tendrá más

del 90 % de betún, sin arcilla y con un contenido en parafina inferior al 1 % del peso del betún. Este polvo de roca asfáltica se mezcla con gravilla de 5 a 15 mm. La gravilla se mezclará previamente con aceite ligero en proporción de 15 a 20 l/m³. Para conseguir buena adherencia. La mezcla se aplica en frío o en caliente. La capa de imprimación en las mezclas en frío se efectuará con aceites ligeros de las características que se detallan en los tratamientos técnicos. Las mezclas en caliente requieren aceites más viscosos.

También pueden usarse aceites tanto en la preparación de la superficie como de la gravilla.

Una vez extendida, se iguala y apisona con rodillo de 8 a 10 Tm. y se sella con 1,5 Kg/m² de polvo de roca asfáltica cubierto con 12 a 15 l/m² de gravilla dura; el conjunto se apisona de nuevo.

El empleo de este tratamiento puede ser interesante, por disponer en España de rocas asfálticas. Resulta muy adecuado cuando se requiera una superficie de buenas cualidades y las exigencias no justifiquen el gasto de un pavimento mejor.

REVESTIMIENTO CON GRAVILLA Y BETÚN.

Se utiliza para mejorar firmes de resistencia insuficiente.

Sobre el firme se extiende un riego de preparación o de unión recubierto con agregado fino, en la proporción de 12 a 15 l/m². Luego se añade una capa de 50 Kg/m² formada por una mezcla de gravilla de 5 a 15 mm. y el betún utilizado anteriormente. La cantidad de betún varía del 4 al 6 % del peso de la piedra, según la rugosidad de ésta y la viscosidad de aquél. Se procede a continuación al apisonado con rodillo de 12 a 15 Tm., y luego a un sellado de proporción 1 a 1,5 Kg/m² que se cubren con arena gruesa envuelta con un 2 % de betún.

POR MEZCLA.

Este sistema permite alcanzar mayor recubrimiento de las partículas y proporciona, por tanto, mayor trabazón como consecuencia de la mayor homogeneidad entre los áridos y el betún. El conjunto se termina generalmente con un sellado para aumentar su impermeabilidad.

TERRENO ESTABILIZADO.

No se describe, por ser su construcción conocida y tener, en general, las mismas limitaciones en su aplicación que los obtenidos por penetración.

PAVIMENTO DE ROCA ASFÁLTICA.

Se construye con calizas o areniscas, o mezclas de ambas previamente machacadas. Según la proporción requerida puede ser necesaria la adición de asfalto. Como suele variar la naturaleza de los materiales, incluso dentro del mismo yacimiento, conviene mezclarlos para mejorar su uniformidad. Se depositan en frío.

No deben emplearse más que en superficies de rodadura, y hay dos tipos:

Roca asfáltica mezclada.—La adición de asfalto no debe pasar de 4 a 5 cm. de espesor.

Roca asfáltica fundida.—A la mezcla machacada se le añade el asfalto necesario para obtener una buena graduación. Esta operación puede efectuarse «in situ» o en algunos de los tipos de la mezcladora de que se habla a continuación.

MEZCLA «IN SITU».

Se consigue un mejor recubrimiento de los áridos que en los riegos de penetración y ya son tipos parecidos a los de mezcla de instalación.

Conviene tratar previamente la superficie del cimiento con un riego de preparación. En su ejecución no convienen betunes viscosos que necesitan gran calentamiento, por el tiempo de manipulación que se requiere; exigirían una manipulación rápida y, a pesar de todo, se enfriarían. Por eso, se emplean betunes líquidos en proporciones del 3 ½ al 8 % del peso del árido, si se trata de firmes, o del 5 al 10 %, en superficies de rodadura. Los primeros han de calentarse de 38° a 80° para adquirir la fluidez necesaria; las emulsiones pueden aplicarse de 10° a 49°. Se usan preferentemente SC-3, MC-2, MC-3, SS-1 y MS 2.

El agregado ha de tener adecuada naturaleza granular; si la tiene puede ser el terreno mismo, y en este caso, se produce notable ahorro, pero, si no, será de importación o al menos mezclado con el existente.

De todas formas, en bien de la calidad del firme, convendrá aproximarse a las características dadas en

el macadam de penetración y a la siguiente composición granulométrica:

Tamiz	%
5	100
3,75	90 — 100
2	30 — 65
1	0 — 10
n.º 4	0,5

Una vez depositado se extiende para tener el mismo espesor en todas partes; luego, se añade el asfalto mediante un distribuidor a presión, y se empieza a mezclar; para ello, hay muchos tipos y clases de equipos, desde las palas, rastrillos y equipos agrícolas de gradas, discos, etc., hasta las mezcladoras móviles especiales que recogen el agregado del suelo, lo pasan a un mezclador, donde es añadido el asfalto, y lo descargan sobre la caja ya dispuesto para el apisonado, que puede ejecutar la misma máquina mediante un vibrador, en un proceso continuo, ya que la mezcladora se desplaza a medida que efectúa la operación. Así se consigue una mayor seguridad en la proporción de los materiales que les hace parecerse a los mezclados en instalación fija.

Una vez extendida la mezcla, tiene que pasar cierto tiempo hasta que adquiera la consistencia necesaria para el apisonado; por eso, conviene en las operaciones de mezclado y extendido favorecer la aireación, que reduce el período de curado.

En cuanto se note cierta resistencia a separar las piedras, puede comenzar el apisonado, que se efectuará con rodillos «tandem» de 10 a 15 Tm. Se nivelará al propio tiempo.

Se puede constituir una superficie de rodadura mediante un riego de sellado, en el que convendrá aumentar la cantidad de betún hasta 2 ó 3 Kg/m² y extender gravilla dura de 5 a 15 mm., en proporción de 12 a 15 l/m².

Estos pavimentos se construyen en calles de unos 8 m. y con espesores de 8 cm.; si se requieren mayores pueden añadirse capas adicionales. Se construyen fácil y económicamente, y no exigen equipos especiales, excepto cuando se use mezcladora móvil. En este caso se obtiene un tipo de pavimento intermedio, en coste y cualidades, al de mezcla «in situ» ordinario y al de mezcla en instalación depositado en frío. Puede aproximarse, en coste, al primero, y, en calidad, al segundo. Constituyen, a veces, el medio más económico

para obtener un pavimento de satisfactorias cualidades, cuando la superficie que se ha de pavimentar es pequeña, el terreno es aprovechable como agregado o el volumen de la obra no justifica el gasto de una instalación.

Se pueden usar tanto en superficies de rodadura y capas intermedias como en firmes; soportan tráfico bastante intenso y pueden permanecer en servicio 5 o más años, al cabo de los cuales puede procederse a un riego de conservación, como en los anteriores pavimentos.

POR MEZCLA EN INSTALACIÓN.

En ellos la mezcla de aglomerante y áridos, perfectamente dosificada en cuanto a cantidad, calidad y tamaños, se efectúa a la temperatura conveniente en instalaciones especiales que consiguen merced a intenso batido una mezcla compacta y homogénea de excelente calidad. Se comprende que, con adecuada composición granulométrica en los agregados y perfectamente trabados por la cantidad precisa de betún, se obtendrán mezclas de máxima compacidad que proporcionarán una resistencia e impermeabilidad mayores que las que se obtienen con los tipos hasta aquí descritos.

Como aglomerantes se pueden usar betunes asfálticos, «cut-back» o emulsiones. En general, se prefieren los primeros por sus mayores posibilidades y duración. En este caso han de extenderse en caliente, mientras que, con los otros, el extendido puede hacerse en frío. La cantidad precisa de betún se determina experimentalmente mediante prueba de probetas. Es fundamental la elección de la adecuada penetración en los betunes.

Los áridos en tamaños variables desde el máximo hasta el polvo relleno también conviene dosificarlos experimentalmente. El tamaño máximo y su graduación es lo que determina los distintos tipos de «macadam», hormigón y mortero asfáltico.

El árido será resistente a la compresión, choque y desgaste.

Al constituir el 90 % del conjunto y siendo su precio elevado, no influye tanto el sobreprecio de una piedra de buena calidad. La composición granulométrica proporciona un volumen mínimo de huecos y máxima densidad. Debe procurarse su adaptación a la curva ideal de Fuller. El tamaño máximo de las par-

tículas oscilará entre 1/2 y 1/3 del espesor. En la práctica, la composición de la mezcla se efectúa con partículas de tres tamaños únicamente, cuya proporción se determina experimentalmente. La cuantía de relleno se determina comparando diversas densidades de su mezcla con arena. Varía generalmente entre el 5 y 10 % en peso de la mezcla total, y entre un 20 a 25 % del peso de arena. Deberá ser muy modificado, pues conviene más su tamaño pequeño que su procedencia. El empleo de cemento como relleno da buenos resultados, pero constituye una solución anti-económica.

En general, no se aconseja el uso de ellos en aeropuertos pequeños, porque otros tipos pueden resultar menos costosos. Únicamente serían interesantes donde se dispusiese fácilmente de estas instalaciones. Sin embargo, con gran volumen de obra y condiciones favorables de fácil disposición de agregado y equipo, puede obtenerse este pavimento casi al mismo precio que una mezcla «in situ» o un «macadam» de penetración.

«MACADAM» ASFÁLTICO.

Se forma con los áridos de mayor tamaño, aglomerados con asfalto o alquitrán.

Existen varios tipos, según la dosificación de los agregados, el tamaño de los mismos o el betún empleado.

Cuando no sea precisa una gran compacidad se pueden efectuar mezclas más económicas, en las que los áridos no están perfectamente dosificados, ni se añade polvo relleno. Con todo, se obtendrán buenas características ajustándose a la composición granulométrica que recomiendan las normas de la AASHO.

Tamiz	% que pasa			
	Tipo 34-B	Tipo 3-A	Tipo 54-B	Capa de sellado
50,8 mm.	100	—	—	—
38,1 "	90 - 100	100	—	—
25,4 "	—	90 - 100	100	—
19,05 "	30 - 65	40 - 75	90 - 100	—
12,7 "	—	5 - 20	—	100
9,52 "	0 - 10	—	20 - 55	90 - 100
n.º 4	0 - 5	0 - 5	0 - 10	10 - 30
n.º 8	—	—	0 - 5	0 - 8

La proporción del betún varía entre el 5 y el 8 % del peso de los áridos.

Cuando se desee más compacidad ha de obtenerse

dosificación más adecuada. Ésta ha de ajustarse al tamaño máximo del árido, al betún empleado y al uso a que se destina. Como ejemplo y orientación se dan las tres siguientes:

Tamiz	% que pasa		
	Superficie de rodadura	Capa intermedia	Capa intermedia
50,8 mm.	—	100	—
38,1 "	100	76 - 100	100
25,4 "	84 - 100	64 - 75	75 - 100
12,7 "	66 - 75	48 - 63	45 - 75
n.º 4	42 - 55	30 - 48	20 - 45
n.º 10	31 - 44	20 - 37	10 - 30
n.º 40	16 - 26	10 - 21	0 - 10
n.º 80	10 - 16	6 - 13	0 - 5
n.º 200	4 - 8	3 - 7	—
Betún	Asf: 5 - 6	Asf: 3,5 - 5,5 Alq.	Piedra: 3,5-5,5 Escoria: 4,5-6

«Macadam» asfáltico extendido en caliente.—Se emplean betunes asfálticos de penetración variable con los climas, tamaño de los agregados y cargas del tráfico. En general, los más blandos, de penetración elevada (entre 120 y 150), son preferidos en climas fríos; con 100 a 120 de penetración, para climas moderados, y los más densos, con penetración de 85 a 100, para climas cálidos.

El agregado se seca y calienta entre 90° y 170° antes de su mezcla con el cemento asfáltico, que debe calentarse entre 95° y 180°.

Efectuada la mezcla se transporta y extiende mediante rastrillos o máquinas y se compacta mientras permanece caliente con cilindros de 10 12 Tm. hasta la densidad y espesor requeridos. El apisonado debe realizarse mientras esté a temperatura trabajable, lo que favorece una construcción rápida y continua con mínima probabilidad de daños por condiciones meteorológicas desfavorables. Recién apisonado ya tiene gran estabilidad y gran resistencia a los daños de humedad y heladas. Existen también máquinas parecidas a las vibradoras que se usan en hormigones de cemento que extiende y compactan de una vez la mezcla sobre el cimiento.

Terminado el firme, se procede a un riego de sellado.

«Macadam» asfáltico extendido en frío.—Con el fin de obtener un firme más económico al poder disminuir la temperatura de calentamiento y tener más fácil

manipulación, se efectúan las mismas mezclas con «cut-back» asfáltico o emulsiones, aunque estas últimas suelen emplearse principalmente en reparaciones. Se obtienen pavimentos similares a los anteriores en su aspecto exterior y características físicas generales, aunque se consideran de menor duración.

Con los betunes líquidos, los áridos se calientan de 30° a 80° C., sobre todo, para eliminar su humedad, que no debe pasar del 3 %; en último caso puede reducirse por exposición al sol y al viento; los betunes se calientan de 40° a 90° C. Luego, se depositan, aproximadamente, a la temperatura ambiente en la misma forma que los anteriores. Tienen el inconveniente de que necesitan un tiempo de endurecimiento antes de su consolidación, el cual depende de la temperatura y humedad ambientes.

Si se emplean «cut-back» pueden usarse SC-6, MC-4, MC-5, RC-3, RC-4, RC-5, y en caso de emulsiones han de cumplir las siguientes condiciones:

Peso específico a 25°	1
Residuo de la destilación	más del 65 %
Penetración en el residuo	100 - 225
Ductilidad a 25°	40 cm.
Solubilidad en S ₂ C	95 %

Son tipos especialmente útiles para reparaciones y parcheos y pueden usarse con ventaja cuando las condiciones locales no justifiquen el gasto de una instalación de mezcla en caliente.

HORMIGÓN ASFÁLTICO.

Se prepara con áridos de tamaño medio y polvo relleno perfectamente sodificados para obtener la máxima compacidad.

Las normas AASHO recomiendan las siguientes composiciones granulométricas, según se trata de firmes o superficies de rodadura:

Tamiz	% que pasa		
	Firme	Superficie de rodadura	Rellenador
25,4	100	—	—
19,05	85 - 100	—	—
12,7	55 - 95	100	—
9,52	—	50 - 70	—
n.º 4	28 - 50	0 - 5	—
n.º 10	22 - 40	—	—
n.º 20	17 - 37	—	—
n.º 40	12 - 31	—	100
n.º 80	8 - 18	—	—
n.º 200	4 - 8	—	65 - 100

La cantidad de betún varía del 3,5 % al 8 %, si se usa para firmes y capas intermedias, y del 5 % al 10 %, para superficies de rodadura.

Existen también otras dosificaciones que tienen en cuenta el máximo tamaño del árido, el uso a que se destina y el betún empleado. La siguiente puede servir de guía:

Tamiz	% que pasa		
	Superficie de rodadura	Capa intermedia	Superficie de rodadura
25,4 mm.	—	100	100
19,05 »	100	76 - 100	85 - 100
12,7 »	86 - 100	60 - 79	—
9,52 »	—	—	60 - 75
n.º 4	55 - 67	30 - 50	40 - 60
n.º 10	40 - 54	20 - 39	25 - 45
n.º 40	22 - 31	10 - 23	10 - 20
n.º 80	12 - 20	6 - 15	6 - 14
n.º 200	4 - 8	3 - 8	2 - 8
Betún	Asf: 5 - 6	Asf: 3,5 - 5,5 Alg.	Piedra: 6,8 - 8 Escoria: 7 - 9

HORMIGÓN ASFÁLTICO EXTENDIDO EN CALIENTE.

Los betunes asfálticos son de menor penetración que para el macadam; pueden correrse un grado la escala. También se emplean mucho los tipos RT-11 y RT-12 de alquitrán. Proporciona un pavimento compacto, resistente, homogéneo, estable y bastante impermeable que lo hace particularmente adecuado para grandes cargas.

Como ejemplo se describe el siguiente tipo:

Hormigón asfáltico de alta resistencia.

Descripción.—Constituye una superficie muy estable y resistente, especialmente indicada en sitios donde se prevean grandes esfuerzos por impacto de la toma de tierra, acción de ruedas bloqueadas, efecto de vibraciones, etc. Se construye principalmente en cabezas de pista y zonas de detención.

Materiales:

a) *Árido.*—El árido escogido debe ser de granulometría uniforme, la cual produce estabilidad más elevada y bajo porcentaje de huecos, y puede ser indistintamente de piedra o de escoria partida, acompañadas de sus residuos de machaqueo, y debe presentar caras partidas en todos sus fragmentos; no puede ad-

mitirse el uso de arena como árido fino. Asimismo, deben presentar apreciable uniformidad en la densidad y en la calidad, y falta absoluta de trozos delgados, oblongos o débiles, películas arcillosas y otras materias perjudiciales. La pérdida por desgaste no debe ser superior a 50, después de 500 revoluciones. Las escorias procedentes de hornos altos deben tener densidad superior a 1.100 Kg/m³.

El árido se divide en tres partes: 1.^a Árido grueso que no atraviesa la citada malla núm. 4. 2.^a Árido fino que atraviesa la citada malla; y 3.^a Polvo relleno que atraviesa la malla 200.

El material, en conjunto, debe satisfacer condiciones como: rendidas entre las que a continuación se indican:

Tamiz	% que pasa	
25,4 mm.	100	—
19,05 »	82 - 100	100
12,7 »	70 - 90	82 - 100
9,52 »	60 - 82	70 - 90
n.º 4	47 - 70	55 - 67
n.º 10	35 - 60	40 - 67
n.º 40	15 - 40	17 - 44
n.º 80	8 - 26	9 - 29
n.º 200	3 - 8	3 - 8

La porción de árido fino, incluyendo el aglomerante mezclado, que pasa por la malla núm. 40, deben tener un IP < 4 y un LL < 25. Si se tuviera que proceder a la corrección de la granulometría por escasez de relleno, el que se le añada consistirá en piedra pulverizada, cemento Portland o cualquier otro de eficacia probada.

b) *Asfalto*.—Debe ser homogéneo, exento de agua y no debe dar espuma al ser calentado por encima de los 175° C. Sus principales características se resumen a continuación:

Características	Asfalto de petróleo	Asfalto natural
Penetración a 25° C., 100 g., 5 seg.	120 - 150	120 - 150
Betún soluble en S ₂ C mayor que...	99,5 %	99,5 %
Betún soluble en Cl ₄ C mayor que...	99,0 %	99,0 %
Ductibilidad a 25° C.	100 cm.	60 cm.
Punto de inflamación	175° C.	175° C.
Pérdida a 162° C., 5 horas, menor que	1,0 %	3 %
Penetración del residuo obtenido a 25° C., 10 g., 5 seg. en % de la que tenía antes del ensayo...	60 %	50 %
Límite de temperaturas	105 - 110	105 - 110

c) *Características de la mezcla*.—Una vez fijado el árido de acuerdo con los límites de granulometría

citados, se procederá a la determinación por medio de ensayos de la proporción óptima de material bituminoso. Se admiten en la confección de la mezcla las siguientes tolerancias:

Áridos que pasan por la malla	4 y mayores	± 5 %
Idem	10	± 4 %
Idem	40	± 4 %
Idem	80	± 4 %
Idem	200	± 2 %
Material bituminoso		± 0,5 %
Temperatura de mezcla y puesta en obra		± 13° C.

La cantidad de asfalto que se usa para áridos de tamaño máximo de 2,54 cm. oscila entre el 4,5 y el 7 %; en cambio, para el árido de 1,9 cm. se toma entre el 5 y el 7,5 %. Estas cantidades están referidas al árido de piedra, ya que, para un árido formado totalmente de escorias, deben ser aumentadas en un 30 %, y, si las escorias están mezcladas con piedra, hay que tomar la parte proporcional correspondiente a la relación de la escoria al total del árido.

Si de los ensayos hechos con la mezcla, se llegara a la conclusión de que el árido es higroscópico, hay que proceder a la corrección de dicho defecto mediante la adición de cal hidratada o cemento Portland en cantidades comprendidas entre el 0,5 y el 1,5 %. En aquellos casos en que ambos resultaran ineficaces debería estudiarse el resultado de la adición de otra mezcla de características convenientes.

Antes de la aprobación definitiva de un tipo de mezcla, hay que determinar sus características de adhesividad. Este ensayo se lleva a cabo extendiendo el material, mezclado, en una capa delgada que se deja a la intemperie durante 24 horas. Una parte de esta muestra se introduce en un vaso de cristal, y se le añade agua destilada hasta ser cubierta totalmente. Se cierra el vaso, se lo deja en reposo durante 24 horas, y luego, se lo somete a sacudidas durante 15 minutos. De la observación directa de la muestra puede deducirse la pérdida de adherencia, la cual se hace notar por los desconchados existentes en las películas bituminosas que recubren las partículas del árido. Si este ensayo resulta desfavorable, hay que someter a éste algún tratamiento que le quite sus características higroscópicas.

El entumecimiento del árido envuelto en betún será inferior al 1,5 %.

Además de las condiciones enumeradas con anterioridad, debe verificarse que la relación entre el ma-

terial que pasa por la malla 200, mediante un lavado a través del tamiz, y el que pasa en seco, no debe ser inferior a 2.

Construcción.

El tendido debe hacerse únicamente cuando la superficie está completamente seca, con temperatura del ambiente superior a 5° C. y con tiempo exento de humedad.

El equipo usado para la preparación de la mezcla consta de un desecador, grupo de zarandas mecánicas, depósitos de almacenamiento del árido, medidor de volúmenes, mezclador, calentador para el betún y depósito para éste. El desecador debe calentar y secar el árido y debe disponer de algún dispositivo termométrico indicador de las temperaturas del árido en el momento de entrar en el mezclador. Los depósitos de almacenamiento deben estar protegidos contra los cambios atmosféricos y tener capacidad suficiente para dar holgado suministro de materiales al mezclador. Deben estar asimismo dotados de unos departamentos para el almacenamiento de áridos calientes. El mezclador debe tener capacidad mínima de 270 Kgs., rendimiento de 40 Tm./hora, y deberá estar calentado mediante vapor y podrá ser de tambor rotatorio, amasador o de tipo continuo. La calefacción del calentador, dotado de termómetro, será con vapor, por medio de retorta o de serpentín. Los depósitos de asfalto y tubos que lo conduzcan deberán estar aislados o calentados indirectamente por medio de vapor para que no haya pérdida apreciable de temperatura.

El equipo de puesta en obra debe ser capaz de tender, perfilar y efectuar el acabado de la superficie, y de moverse por sí mismo, y su trabajo no debe exigir posteriores repastos o modificaciones.

El equipo de apisonado consiste en planchadoras y terciadas de peso superior a las 8 Tm., cuyas ruedas vayan provistas de raspadores ajustados para su continua limpieza y con dispositivos de aspersión de agua para la continua humectación de la superficie de las ruedas.

El árido, desecado y calentado, no debe tener humedad superior al 1 % antes de entrar en el mezclador; si tuviera más, se originaría una espuma en la mezcla. La mezcla debe efectuarse a temperatura comprendida entre 107° C. y 150°. No debe ser la tempe-

ratura del árido superior a la del betún en más de 14° C., y éste último debe ser echado en el mezclador después de haberlo sido el árido. El tiempo necesario para efectuar la mezcla es, como mínimo, de $\frac{1}{2}$ minuto y las partículas del árido deben quedar totalmente cubiertas por el betún. El betún debe ser fundido en depósitos capaces de dar temperatura uniforme a todo su contenido; su temperatura no debe ser, en ningún caso, superior a 170° C y debe poder ser perfectamente regulada entre 75° C y 170° C. El calentamiento de estos depósitos debe ser indirecto, y no autorizar el directo mediante petróleo o gasolina. La mezcla se transporta a la obra mediante camiones de llantas neumáticas, cuyas tolvas han sido previa y cuidadosamente limpiadas. Es recomendable, en algunos casos, la protección mediante lonas o piezas de cáñamo de suficiente espesor.

Antes de proceder al extendido de la mezcla bituminosa, hay que proceder al barrido mecánico de la superficie sobre la cual va a efectuarse el extendido. La operación del extendido se lleva a cabo entre 95 y 145° C. En verano pueden lograr mejores resultados, trabajando a temperaturas más bajas. Debe evitarse durante el transcurso de la misma someter la mezcla a los efectos de cualquier carga, por lo cual es aconsejable empezar por los puntos más distantes de la instalación mezcladora, y proseguir en fajas de anchura mínima 3,3 m. y en orden de mayor a menor cota para facilitar el avenamiento superficial de la obra efectuada.

El apisonado debe hacerse en tal forma que quede siempre sin compactar una pequeña faja de 25 cm. adyacente a la siguiente. Debe procederse, antes de tender ésta, a pintar con una capa delgada de «cut-back» o asfalto caliente el borde de contacto entre las dos fajas consecutivas. Las zonas de enlace de 25 centímetros deben ser apisonadas al mismo tiempo que la siguiente faja, siempre que no transcurran más de dos horas a partir del extendido de aquélla. Si por alguna causa esta faja siguiente no pudiera ser apisonada en el plazo indicado, la zona de enlace con la faja que la antecede deberá ser inmediatamente compactada. Si, por exigencia de espacio, o por obstáculos inevitables, no pudiera hacerse un extendido mecánico, puede hacerse a mano y en recipientes calientes con frecuente comprobación de la rasante de la

superficie. En la primera faja tendida debe hacerse el apisonado desde el centro hacia los bordes, y, en las siguientes, de una orilla a otra, teniendo en cuenta las zonas de enlace. Debe hacerse longitudinalmente con apisonadoras terciadas en pasadas de anchura aproximadamente igual, y después, diagonalmente. La cantidad de apisonadoras viene determinada por el rendimiento de la máquina de tender el material mezclado. La velocidad debe ser necesaria para evitar desplazamientos de la mezcla tendida; no debe exceder de 270 m² por apisonadora y hora. Se debe continuar el apisonado hasta que las huellas de las pasadas queden totalmente eliminadas, la superficie presente configuración uniforme, y concordancia con la nivelación y la mezcla bituminosa apisonada tenga densidad por lo menos igual al 94 % de la proyectada. Las pruebas de densidad deben hacerse, por lo menos, dos veces diarias, y la densidad proyectada es evaluada por medio de la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{100}{\frac{\% \text{ en peso de árido}}{\text{Peso específico árido}} + \frac{\% \text{ en peso de betún}}{\text{Peso específico betún}}}$$

El apisonado debe prolongarse hasta que todas las partes del firme hayan sido sometidas a idéntica compresión. Si hubiera zonas inaccesibles a las apisonadoras, la compactación pueden hacerse mediante pisones de mano, cuyo peso no sea inferior a 12 Kgs, y cuya superficie de contacto no sea superior a 325 cm².

Después de terminar el apisonado, se acostumbra echar un riego de sellado.

HORMIGÓN ASFÁLTICO EXTENDIDO EN FRÍO.

Se usan los «cut-back» SC-4, SC-5, SC-6, MC-4, MC-5. Las emulsiones con iguales características que para el «macadam». Su construcción también es la misma. Tiene las mismas aplicaciones que el extendido en caliente.

MORTERO ASFÁLTICO.

El agregado es de tipo fino, generalmente, arena, con polvo rellador. Las normas americanas recomiendan la siguiente composición granulométrica:

Tamiz	% que pasa
n.º 10	100
n.º 20	95
n.º 30	87
n.º 40	77
n.º 50	64
n.º 80	34
n.º 100	17
n.º 200	0

La cantidad de betún varía del 4,5 al 8 % para firmes y del 5,5 al 10 % para superficies de rodadura.

MORTERO ASFÁLTICO EXTENDIDO EN CALIENTE.

Es un mortero en el que la calidad y graduación de los agregados han sido cuidadosamente comprobados. Responden sensiblemente a la composición granulométrica normalizada que hemos dado.

Como aglomerante se emplea cemento asfáltico en la proporción que hemos dicho, y de menor penetración que en los hormigones. No se usa, en cambio, el alquitrán.

Además del tipo normal del que acabamos de hablar, existen otros dos:

Mortero asfáltico, con relleno de piedra: se añade un 25 % de agregado grueso, graduado en tamaño desde el tamiz núm. 4. al de 5/8" para disminuir la cantidad de asfalto con la economía consiguiente; se parece al hormigón asfáltico, salvo en el tamaño de los agregados gruesos y en la proporción relativa entre gruesos y finos.

Mezcla Topeka: Es similar a la anterior, excepto en que el porcentaje de agregado retenido en el tamiz número 10 es alrededor del 40 %.

Estos morteros asfálticos producen superficies pulidas, impermeables y homogéneas que pueden usarse en capas delgadas o gruesas. Se les puede dar un terminado fino para lograr adecuada resistencia al deslizamiento, suave rodadura, poco desgaste a las gomas de los aviones y poca proporción de partículas desprendidas.

Las mezclas con agregado grueso no conviene emplearlas en capas muy delgadas para que no sean demasiado susceptibles a romperse; ya hemos dicho la relación entre árido de mayor tamaño y espesor de la capa.

Sólo se usan para superficies de rodadura.

MORTERO ASFÁLTICO EXTENDIDO EN FRÍO.

Aunque la principal manipulación del anterior es la explicada, también pueden usarse los «cut-backs» y emulsiones ya especificados. Sin embargo, su poco empleo es causa de que, cuando se hable del depositado en frío, se quiera indicar más bien un pavimento que responde a un tipo más basto que el anterior y que es el siguiente:

Mortero asfalto-arena: Como indica su nombre, es una mezcla de asfalto y de arena, generalmente, la disponible en obra, que puede mejorarse para aumentar su densidad y estabilidad con mezcla de otra o polvo rellenedor.

El aglomerante suele ser «cut-back» asfáltico o emulsión, aunque puede también usarse cemento asfáltico, y, en este caso, requiere extendido en caliente. A veces, también se recurre a una mezcla «in situ».

De todas formas, se puede obtener un pavimento fino, compacto e impermeable. Su estabilidad y duración dependen de las proporciones y cualidades de agregados y betunes y del grado de compactación; por eso requiere rigurosa vigilancia.

En localidades que se disponga de arena de buenas cualidades, aguzada, bien graduada y libre de materias extrañas, puede obtenerse económicamente un buen pavimento.

Puede emplearse en firmes, capas intermedias y superficies de rodadura.

CAPÍTULO VII

EXPERIENCIA ADQUIRIDA EN SU APLICACIÓN A LAS OBRAS DEL AEROPUERTO TRANSOCEÁNICO DE BARCELONA

Para contrastar las consideraciones técnicas efectuadas anteriormente, vamos a hacer somera exposición de los trabajos realizados por los autores en la construcción del Aeropuerto Transoceánico de Barcelona, y experiencia adquirida en la misma.

El problema de situación y orientación de pistas en este aeropuerto presentó características algo distintas de las que concurren en la mayoría de ellos. Debe hacerse notar, primeramente, que su emplazamiento podía considerarse prefijado, debido, por una parte,

a la existencia de los aeropuertos de Muntadas y del militar de Prat, y, por otra, por ser el único en los alrededores de Barcelona que satisficiera las condiciones para la navegación aérea, esto es, terreno llano y sin obstáculos, a la vez que su distancia a la ciudad se mantuviera dentro de los límites que marcan las normas internacionales.

Por los datos recogidos y la experiencia propia adquirida, puede afirmarse que son muy escasos los días de niebla y, aún en éstos, no es persistente, ya que casi siempre su duración es inferior a tres horas. Se ha observado también que las circunstancias más desfavorables que concurren en la ciudad de Barcelona no se hacen extensivas a este campo.

Por lo que respecta al régimen de lluvias, el problema es muy distinto, pues, si bien la precipitación media anual no es muy elevada, las intensidades máximas de precipitación son grandes, lo que obliga a tener en cuenta esta circunstancia en el sistema de avenamiento y a limitar la capacidad de evacuación del mismo al valor máximo que establecen las normas internacionales.

En cuanto a vientos, se trata de un régimen costero de características muy marcadas. Por ello, solamente el cubrir las necesidades del aeropuerto para un régimen de vientos débiles obliga a la construcción en dos orientaciones de pista, que se pueden utilizar en tres direcciones. Las direcciones de temporales normales con vientos fuertes en este aeropuerto son opuestas y coinciden en orientación con una de las anteriores, y se tiene, además, la ventaja de que esta orientación, por tener ambas salidas al mar, es utilizable para aterrizaje instrumental. Es preciso, además, satisfacer con mayor comodidad la necesidad de las operaciones aéreas durante la época de verano, en la que se presenta un régimen de vientos especial, cuya dirección difiere de la más próxima de las dos anteriores en 39°, lo que nos da la tercera orientación precisa. Para facilitar la comprensión de la disposición de pistas señalaremos que la dirección N. S. (Pista 17-35) coincide con el valle del río Llobregat, la dirección E. O. (Pista 25-7) es paralela a la costa y, finalmente, la dirección NNE. SSO. (Pista 2-20), coincide con la depresión de Barcelona, situada entre el Tibidabo y Montjuich.

Si desde los puntos de vista considerados, este em-

plazamiento puede admitirse como bueno, no ocurre lo mismo en cuanto a la naturaleza del terreno y a su nivel medio sobre el mar. Por tratarse de terrenos de aluvión, ganados al mar por la formación del delta del río Llobregat, su naturaleza es francamente arcillosa. Está constituido por capas superficiales de arcilla muy impermeables y uniformes dispuestas sobre lechos de arena de duna, que, en determinadas zonas, se presenta mezclada con arcilla y materias orgánicas. Consecuencia de ello es una falta de evacuación natural de las aguas de lluvia, cuya existencia persiste durante mucho tiempo dándole un carácter pantanoso hasta su desaparición por evaporación natural. Esta circunstancia, junto con la gran altura que alcanza el nivel freático, hace que sea muy baja la resistencia del terreno, por mantener constantemente elevado grado de humedad; resistencia que disminuye aún más durante los días de lluvia por la circunstancia antes indicada de falta de avenamiento vertical.

Otro factor que precisa considerar es, como se ha dicho, su poca altura respecto al nivel medio del mar. Esta circunstancia influye desfavorablemente en el sistema de evacuación de aguas de lluvia y conduce a la necesidad de efectuar enormes rellenos si se quiere alcanzar una pendiente óptima en el dispositivo de avenamiento. Como esto no es posible, es preciso mantener un equilibrio entre el volumen de relleno y las pendientes de evacuación de aguas, determinando la situación y nivelación de las pistas en función de la nivelación natural del terreno y de un trazado económico de la red de avenamiento.

De cuanto se expone se deduce la necesidad ineludible de elevar el nivel del terreno para obtener la pendiente que permita la evacuación de aguas, lo que obliga a un trazado en alzado sin posible compensación, que se resolvió necesariamente con arena procedente de la playa inmediata, por no existir otra zona de préstamo. Pero, como el volumen de arenas disponible en superficie es notoriamente insuficiente, a pesar de la aportación del mar después de cada temporal, se ha precisado la utilización de un sistema de bombas dragadoras-impulsoras que complementen el transporte directo con vagonetes y camiones. El sistema de bombas dragadoras se prevé será suficiente cuando el ritmo de obras no exijan la celeridad de los momentos actuales.

Es preciso mencionar también que la realización de los trabajos debía supeditarse en sus comienzos a la obligación de mantener y asegurar el tráfico aéreo del aeropuerto de Muntadas existente. El cumplimiento de esta misión, junto con la necesaria celeridad en los trabajos, tuvo como consecuencia la construcción de una primera pista, en cuya ejecución los autores se vieron obligados a adoptar soluciones no contrastadas que han servido como experimentación para la realización del resto del proyecto del aeropuerto. Los resultados obtenidos muestran claramente que posee resistencia suficiente, y hasta ha superado el rendimiento esperado. Aun cuando su firme no se ajusta a las características A-1, puede ser llevada a éstas reforzando su superficie de rodadura con la construcción de una capa intermedia. Se ha tenido en cuenta esta posible necesidad al efectuar la nivelación general del aeropuerto y durante la construcción de la pista.

Todas estas consideraciones constituyen el conocimiento de las circunstancias inherentes al emplazamiento del Aeropuerto Transoceánico de Barcelona. Consideraremos ahora los sistemas constructivos adoptados en función, naturalmente, de las condiciones existentes.

Como se ha dicho anteriormente, el terreno es, en su mayor parte, arcilloso, de naturaleza coloidal y muy impermeable. Por tratarse de terrenos de aluvión, su contenido de materia orgánica es relativamente alto, a lo que también contribuye el haberse dedicado anteriormente a cultivos, especialmente, de arroz. Su composición granulométrica muestra fuerte proporción de arcillas y de limos —un 70 %— y la falta de partículas de grano grueso. Su resistencia en estado seco es elevada, característica propia de los terrenos arcillosos, pero decrece considerablemente en estado húmedo hasta adquirir consistencia plástica. Con él se han efectuado diversos ensayos que ha permitido su clasificación como terreno A-7, o bien E-8, según las clasificaciones «Public Roads» y «C. A. A.», respectivamente. De ello se deduce que no puede aceptarse como terreno de fundación en su estado natural, ya que el alto nivel freático mantiene el contenido de humedad en proporciones no convenientes. En consecuencia, es preciso mejorar el terreno, para lo que se ha adoptado la mezcla de arena, único sistema posible, pero que resulta económico teniendo en cuenta la proximidad

de la playa. En un principio se mezcló arena con tierra natural, en proporción de 2 a 1, con lo que se alcanzaron muy buenos resultados. Sin embargo, este sistema sólo puede aplicarse a rellenos de poco espesor, pues como precisa efectuar la labor por capas sucesivas, el coste del mismo resultó prohibitivo al aumentar el número de ellas. Por eso, al interesar obtener una capa superficial resistente, se recurrió al terraplén de arena, contenida lateralmente mediante malecones de arcilla que ofrecían suficiente consistencia. Esta disposición se completó con una capa superficial de arcilla de unos 30 cms. de espesor que actúa como aislante del cimientó, al interrumpir la acción capilar, permitiendo, a la vez, una eventual escorrentía en la caja. El terraplén así construido se compacta debidamente mediante la acción de pisonés de pata de cabra, seguidos de cilindros de 8 a 10 Tm. Se ha observado que, la mayoría de las veces, no es preciso humectar las tierras, por cuanto su contenido propio de humedad permite alcanzar un grado óptimo de compactación. La ventaja fundamental de este sistema, al hacerse extensivo a zonas de escasa resistencia, consiste en proporcionar un terreno de fundación uniforme, que permite la adopción de un pavimento constante para una misma solicitud. Estas zonas de baja resistencia están constituidas, generalmente, por capas de arcilla de gran espesor, que forman bolsadas considerables, que es preciso retirar y substituir por arena y, aun, en algún caso, por piedra partida. Se continúa luego la construcción en la forma antes indicada.

En cuanto al pavimento, se estudiaron detenidamente todas las soluciones posibles. Para esta clase de terreno se consideró apropiada la construcción de un pavimento flexible, extremo que corroboraron los primeros trabajos de carácter experimental y los resultados obtenidos en la construcción de la primera pista. Favorecía, además, este criterio las disponibilidades de piedra caliza en abundancia y calidad procedente de canteras relativamente próximas. No obstante, se estudió la posibilidad de un pavimento rígido, pero para mantenerse dentro de los límites de seguridad, dadas las condiciones existentes, era preciso adoptar grandes espesores con el consiguiente perjuicio económico. Además, no se disponía, al ritmo necesario, de las cantidades necesarias de cemento y de hierro, ni de la maquinaria adecuada para su construc-

ción. Pero como además no ofrecía ventaja fundamental alguna, se prefirió la solución de pavimento flexible que permite, a su vez, la adaptación a solicitudes mayores aumentando su espesor mediante capas intermedias o superficies de rodadura de hormigón asfáltico de espesor adecuado, sin variar la índole del pavimento.

El pavimento adaptado cumple con las exigencias máximas para este tipo de aeropuerto. Está constituido por un cimientó «Telford», construido con mampostería concertada en seco, que permite la distribución uniforme de la carga sobre el terreno. Sobre esta capa se extiende otra de piedra partida para acuniar las piedras de mayor tamaño y rellenar los huecos existentes. Se efectúa la labor de compactación mediante apisonadoras de 15-18 Tons.

El firme, constituido por un «macadam» de piedra partida, se compone de tres capas de piedra de tamaño decreciente, al objeto de rellenar las inferiores y obtener un conjunto de máxima compacidad. Estas capas se extienden sucesivamente y se compacta cada una de ellas mediante riego y cilindrado con apisonadoras de 15-18 Tons. Sobre este conjunto se efectúa un riego con cemento asfáltico de proporción 2,5 kilogramos-m², al objeto de constituir con la última capa un macadam de penetración. Se completa con un riego superficial con asfalto de las mismas características, pero en proporción de 1,5 Kg.-m² para el enlace con la subsiguiente superficie de rodadura.

La capa de rodadura está constituida por un hormigón asfáltico, terminada con un riego de sellado. En la actualidad, al ser las exigencias de solicitud inferiores a las previstas, y por hallarse los terraplenes y pavimentos dentro de su período natural de asentamiento, el tráfico se efectúa sobre el riego de unión antes descrito; esto es, se pospone la construcción de la superficie de rodadura, lo cual permite, a su vez, aprovechar mayormente las energías disponibles. No obstante, los ensayos realizados en los pavimentos ya construidos dan como resultado resistencia superior a la prevista, ya que el terreno, por la acción del aserramiento, ha superado considerablemente las condiciones que sirvieron de base para los cálculos.

Se completa la pista con la construcción de la zona de transición, que substituye aquí al bordillo, y que tiene por objeto evitar un asiento brusco del tren de aterrizaje de los aviones. Esta zona coincide con los

malecones longitudinales de tierra antes citados, en cuyo interior se albergan las venas de desagüe adyacentes a la pista. Se rellena la zanja con piedra partida del tamaño decreciente y se ataluzo la parte superior del borde exterior de la zanja para la transición de resistencia. Para mantener la trabazón de la piedra, permitiendo, sin embargo, una adecuada permeabilidad, se procede a un riego semipermeable de proporción 2,5 Kg-m². La anchura de esta zona es variable, según la afluencia de agua.

Se ha tenido en cuenta, asimismo, la conveniencia de variar la naturaleza de la superficie de rodadura en las zonas de detención y de estacionamiento. Para ello, se substituye el riego asfáltico por un riego con mortero de cemento de 380 Kg. en proporción de 0,05 m³-m², que ofrece penetración adecuada para la trabazón del firme, a la vez que proporciona una superficie resistente a los agentes químicos y convenientemente rugosa para facilitar el frenado.

En cuanto a la disposición de las venas de desagüe, se han utilizado diversas soluciones y, dentro de éstas, varios sistemas constructivos, según las disponibilidades de tubería. Así, por ejemplo, en la Pista Provisional antes mencionada, por tener pendiente superficial, se adoptó una disposición de cuatro colectores paralelos a la pista, sin derivaciones en toda su longitud, de modo que actúan como venas de desagüe y como colectores a la vez. Se construyeron primeramente con tubería perforada de hormigón armado, pero, al cesar las disponibilidades de hierro, se utilizaron tubos perforados de hormigón en masa obtenidos por centrifugación. Al no ser suficiente el ritmo de entrega de estos elementos, fué preciso adoptar en algunos tramos soluciones adaptadas a las existencias del mercado, como por ejemplo, tubería usual empleada como encofrado perdido, dejando junta abierta en sus uniones o bien construyendo alcantarillas sencillas y múltiples con perforaciones en sus costados para la llamada de aguas. Este sistema es de difícil aplicación en los casos de pista de gran longitud, en los que es preciso diferenciar el sistema de captación y el de evacuación de aguas de lluvia. Para ello se colocaron venas de desagüe adyacentes a la pista y deriva-

dos a 45°, en forma de espina de pescado, y limitando su longitud de contacto con la pista a 150 metros. Estas venas vierten en colectores formados por cauces abiertos situados fuera de la banda de aterrizaje, pero limitando la altura que en éstos puede alcanzar la lámina de agua. Este sistema ha resultado mucho más económico que el anterior cuando la nivelación se obtiene por terraplén, ya que dado el carácter brusco de las precipitaciones, es posible almacenar gran cantidad de agua en los colectores secundarios, que vertirán lentamente el agua a los colectores principales, permitiendo reducir a un mínimo la sección de éstos. Debe hacerse resaltar el buen resultado obtenido con ambos sistemas de avenamiento, que vienen utilizándose durante cinco años sin precisar entretenimiento alguno.

Cerramos esta exposición con algunos datos estadísticos de obra, que reflejan el volumen de la misma, así como la importancia de los trabajos que requiere la construcción de un aeropuerto como el de Barcelona.

Con una plantilla de unos 1.000 obreros de promedio, además de la construcción de instalaciones accesorias, la superficie pavimentada total que se ha construido es de 546.000 m², distribuidos en 412.500 m² de pistas, 70.000 m² de caminos de rodadura y 63.500 m² de zona de detención y superficie de estacionamiento, servidos por una red de avenamiento de 26.300 m., y para los que ha sido preciso efectuar un movimiento de tierras de 837.400 m³, debidos, en su mayor parte, al transporte de arena.

Ésta ha sido la labor de 5 años de trabajo. Las dificultades de todo género que surgieron en su transcurso, se tornaron en otras tantas satisfacciones al encontrar la solución que las superaba, y así, gracias al esfuerzo de todos, la arena que recibiese un día el dolorido cuerpo de Don Quijote, en su más desgraciada aventura, es hoy, sirviendo de lecho a las pistas, la primera en recibir a las aeronaves de nuestros hermanos de todo el mundo, que, atraídos por su hidalguía, quieren conocer la Patria de tanta caballerosidad.

Su misión histórica se lo pedía, y nosotros lo hemos cumplido.

Barcelona, mayo de 1950.

N.º 189. - La homogeneidad del hormigón y sus relaciones con las características de la instalación que lo elabora

Autor: D. VICENTE GARCÍA NOBLEJAS

Ingeniero Industrial

INTRODUCCIÓN

De todos es sabido que, si se ensaya la resistencia de un hormigón tomando muestras de las distintas masas en que se elabora, se obtienen valores desiguales, cuyas diferencias respecto al valor medio previsto exceden, en muchos casos, de su 50 %.

Estas variaciones, cuya mayor parte es inevitable, incluso en ensayos de laboratorio, provienen de multitud de circunstancias ajenas a nuestra voluntad, y se compensan empíricamente adoptando coeficientes de seguridad superiores a los admitidos por las Instrucciones Oficiales. Es frecuente trabajar con valores para dicho coeficiente, comprendidos entre 4 y 5, a pesar de que la vigente Instrucción del Ministerio de Obras Públicas admite el valor 3, reducible a 2,25 en determinadas condiciones.

Esta elevación del coeficiente de seguridad, con los consiguientes aumentos de dosificación de cemento, viene haciéndose de forma empírica, ante el desconocimiento de la ley que rige las variaciones antes aludidas, y, sin embargo, esta ley existe, y de su co-

nocimiento se deducen consecuencias del máximo interés, ya que su puesta en práctica permitirá trabajar con coeficientes de seguridad más pequeños, sin merma alguna de las garantías imprescindibles de la obra.

Analizamos más adelante estos extremos, pero queremos adelantar aquí que, en muchos casos, y siguiendo la Instrucción anteriormente citada, puede existir un 1 % del hormigón sometido a cargas superiores a la de rotura, y un 50 % trabajando con coeficientes de seguridad inferior a 2, a todas luces inadmisibles. Por el contrario, en otros casos, un 50 % trabaja a cargas inferiores a 1/6 de la de rotura, y las partes que lo hacen en peores condiciones tienen coeficientes de seguridad superiores a 4, con evidente exceso de consumo de cemento.

Para evitar ambos extremos, igualmente perniciosos, es necesario conocer y propagar, para llegar finalmente a su implantación, las leyes a que hemos hecho referencia. No aspiramos a dejar, con este estudio, perfectamente determinadas dichas leyes, ya que ello se sale de nuestras posibilidades, sino únicamente

plantear el problema, haciendo notar la importancia que, para la industria de la construcción española, tiene su resolución, con objeto de interesar en la misma a cuantos elementos, técnicos o económicos, en ella actúan, y nuestras ambiciones quedarían satisfechas si viéramos que, recogiendo esta idea, emprendiera las investigaciones necesarias algún Centro capacitado para ello, al cual, como es lógico, no dudáramos en ofrecer nuestra modesta colaboración.

CAPÍTULO I

HIPÓTESIS Y LEY TEÓRICA

Puesto que las variaciones de resistencia de las distintas probetas con las que se ensaya un hormigón, son debidas a una serie de circunstancias fortuitas que se producen sin intervención de nuestra voluntad, parece lógico admitir que se producirían siguiendo las leyes establecidas por Gauss en su teoría de errores, y que, por tanto, al representar en coordenadas cartesianas la función

$$n = f(x)$$

en la que n es el número de casos cuyo error es x , esta curva será de la forma:

$$n = \frac{N \cdot P \cdot \delta}{\sqrt{\pi}} \cdot e^{-P^2 x^2} \quad (I)$$

donde:

N = número total de observaciones
 P = parámetro
 δ = intervalo de error considerado

Dejando la confirmación de esta hipótesis para el Capítulo II, la daremos aquí por supuesta y vamos a deducir matemáticamente las consecuencias más interesantes que de ella se deducen.

Si en (I) cambiamos ordenadas según la ley:

$$y = \frac{n}{N \cdot \delta}$$

tendremos la curva:

$$y = \frac{P}{\sqrt{\pi}} e^{-P^2 x^2}$$

tal que su integral definida:

$$\int_{x_1}^{x_2} \frac{P}{\sqrt{\pi}} e^{-P^2 x^2} dx = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \left(\frac{Px}{1} - \frac{1}{1!} \cdot \frac{P^3 x^3}{3} + \frac{1}{2!} \cdot \frac{P^5 x^5}{5} - \dots \right) \Big|_{x_1}^{x_2}$$

nos da la probabilidad de cometer un error comprendido entre $x_1 \pm \infty$ y $x_2 \pm \infty$.

Ahora bien, como se trata de curva simétrica respecto al eje de las y , la probabilidad de cometer un error comprendido entre 0 y $\pm \infty$ es del 50 % y, por tanto, nos es posible hallar la correspondiente al intervalo $x_{n..} \pm \infty$ con sólo sumar o restar a 0,50 la correspondiente al intervalo 0.. x_n .

Esto nos permite resolver nuestro doble problema fundamental: «hallar la probabilidad de obtener hormigón cuya resistencia esté sobre, o bajo, determinados valores», probabilidad que no depende solamente de los valores fijados, sino también del parámetro P .

Es sabido que, al aumentar éste, se hace más abrupta la «campana», lo que significa mayor concentración de errores pequeños, o, lo que es igual, mayor precisión en los resultados; razón por la cual, emplearemos en lo sucesivo la denominación de *coeficiente de precisión* (C. de P.) para designar este parámetro. En EE. UU., Stanton Walker preconiza el empleo del *coeficiente de variación*, que, en la práctica, se confunde con el «error medio cuadrático», y cuya relación con nuestro C. de P. es:

$$V = \frac{100}{P \sqrt{2}}$$

En realidad, y puesto que ambos coeficientes son dos formas de cifrar un mismo fenómeno (la precisión de una serie de valores), pueden ser utilizados indistintamente, pero nos inclinamos por el primero, por aumentar su valor al ser más precisos los resultados, y más homogéneo, por consiguiente, el hormigón de que se trate, y tener, por lo tanto, más carácter intuitivo y directo.

Es fácil estudiar matemáticamente la influencia del C. de P. en los resultados que se buscan. En la figura 1 representamos las curvas correspondientes a las

probabilidades de obtener resistencias superiores e inferiores a determinados % de la media prevista, para valores de $P = 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10$ y 20 , y en la tabla siguiente se cifran estos resultados, y se ve que, mientras con C. de P. superiores a 10 , la probabilidad de

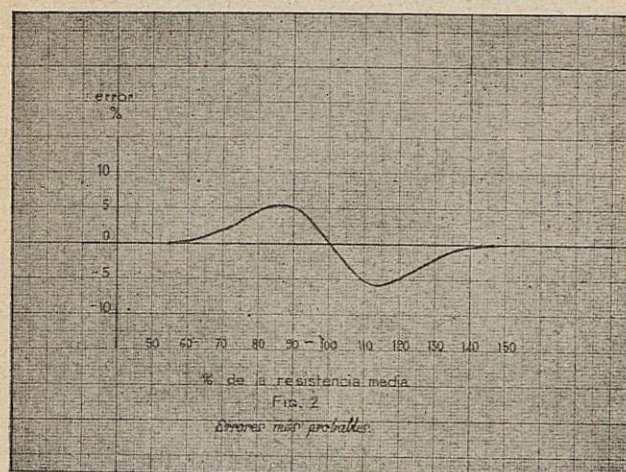


Fig. 1

obtener resistencias inferiores al 80% del valor medio es prácticamente despreciable, sube casi al 30% para el valor 2 .

TABLA I

PROBABILIDAD DE OBTENER RESISTENCIAS INFERIORES A DETERMINADOS TANTOS POR CIENTO DE LA MEDIA, EN FUNCIÓN DEL VALOR DEL C. DE P.

% del valor medio	Coeficiente de precisión							
	2	3	4	5	6	8	10	15
100	50	50	50	50	50	50	50	50
90	39	34	30	24	21	13	8	1
80	28	20	13	7	4	1	0	0
70	20	9	4	1	0	0	0	0
60	13	5	0	0	0	0	0	0
50	7	2	0	0	0	0	0	0

En la Tabla II indicamos, con objeto de hacer más palpable la importancia de estos hechos, las resistencias previsibles, en tanto por ciento de la media deseada, para que la probabilidad de obtener resistencias inferiores a determinados % de aquélla sea inferior al 1% .

TABLA II

C. de P.	% de la resistencia media					
	100	90	80	70	60	50
2	330	295	264	230	198	165
3	250	225	209	175	150	125
4	162	145	130	113	97	81
5	147	132	118	103	89	74
6	137	124	110	96	83	69
8	127	114	101	89	76	64
10	121	110	97	85	73	61
15	115	103	92	81	69	58

Aplicando lo anterior a un caso concreto, supongamos que deseamos un hormigón cuya resistencia media sea de 85 Kg/cm^2 , siendo admisible un 1% con carga de rotura inferior al 90% de la prevista, o sea, inferior a $76,50 \text{ Kg/cm}^2$. A este hormigón le podremos asignar cargas de trabajo del orden de los 40 Kg. sin ningún peligro, y en la Tabla III indicamos las resistencias a prever y los consumos aproximados de cemento para diversos C. de P.

TABLA III

C. de P.	Resistencias previsibles	Kg. cemento/m ³
2	250	500
3	190	425
4	123	350
5	112	300
6	105	275
8	96,5	250
10	93	225
15	87	200

Queremos hacer notar que entre las cifras correspondientes a C. de P. 3 (muy frecuente, como ya veremos) y C. de P. 5 , no difícil de conseguir, existen diferencias que representan el 70% en resistencia previsible y el 40% en consumo de cemento. Es cierto que hemos considerado un caso límite en cuanto a exigencias de calidad, pero no lo es menos que, aunque en la práctica normal estas cifras se reduzcan a la mitad, siguen siendo muy interesantes.

CAPÍTULO II

COMPROBACIÓN DE SU REALIDAD

Como es lógico, no existe más comprobación que la que nos pueden dar la observación y la estadística.

ca, y, en consecuencia, a ellas nos remitimos, distinguiendo dos tipos de comprobación:

a) Comprobación de la concordancia en general; y

b) Comprobación de la invariabilidad del C. de P. de una instalación cuando no varían las circunstancias en que trabaja.

a) En cualquiera de los gráficos que reproducimos puede apreciarse perfectamente esta concordancia, especialmente, en aquellos en los que el número de probetas consideradas es más elevado, y es lógico esperar que al aumentar más este número, la concordancia será más perfecta.

b) Los gráficos 1 (*a, b y c*) y 2 (*a, b y c*), obtenidos con la misma instalación, elaborando hormigones distintos, nos muestra la invariabilidad del C. de P., y se ve al comparar los 4 (*a, b y c*) y 5, que éste varía al cambiar alguna circunstancia, ya que ambos se refieren a una misma instalación, que en 4 elabora mortero y en 5 hormigón con grava y gravilla, dos elementos cuyas calidades y dosificaciones son causa de nuevos errores, por lo que el C. de P. baja (Véanse los gráficos correspondientes de las páginas 313, 314 y 315).

Estos gráficos y otros que no reproducimos por no considerarlo necesario para nuestro actual propósito, nos indican que, en principio, podemos dar por válida nuestra hipótesis inicial.

Es cierto que cuanto llevamos dicho se basa en la probabilidad, y que muchas veces se ha objetado que el decir que algo es probable, aun en grado muy elevado, no es asegurar nada, y que, por lo tanto, las teorías basadas en estos cálculos no se pueden aceptar íntegramente, pero no lo es menos el que muchísimos elementos que usamos diariamente sin ninguna preocupación, están garantizados por sus fabricantes, y por todos admitidas estas garantías, basándose en ensayos realizados con una mínima parte de cada serie fabricada y admitiendo que el resto de la misma se comportará en igual forma.

Puesto que va mucha diferencia de la casi perfección en las instalaciones y comprobaciones de una instalación industrial (piénsese, por ejemplo, en un horno eléctrico para elaboración de aceros) al trabajo burdo y por personal raramente especializado de una hormigonera; es inútil pensar que un hormigón pueda tener la homogeneidad de acero, pero esto no quita

para que, una vez conocidas las leyes que rigen las variaciones «involuntarias» de resistencia en aquél, pueda ser utilizado con coeficientes de seguridad relativamente bajos, sin merma alguna de las garantías de la obra en que se emplea.

CAPÍTULO III

GRADO DE APROXIMACIÓN DE LA LEY ESTABLECIDA

Aunque en el Capítulo anterior hemos afirmado la concordancia de la ley establecida con la realidad, es lógico suponer, y ello se confirma con la observación de cualquiera de los gráficos que adjuntamos, que esta concordancia, en su sentido literal, sólo se producirá cuando el número de probetas ensayadas tienda hacia infinito, lo que, como ya hemos dicho, no debe ser considerado, puesto que no aparecerán estas condiciones en la vida real, y, por tanto, es forzoso que nos encontremos con diferencias entre la realidad y la teoría.

Conviene, por tanto, estudiar el valor de estas diferencias, así como la posible existencia de las leyes que las rijan, con objeto de que nuestras conclusiones definitivas se diferencien en la realidad en cifras tan pequeñas como nos sea posible.

Empecemos por dejar sentada nuestra convicción de la inutilidad de tratar de cifrar el C. de P. de una instalación con error menor de 0,05, ya que lo contrario nos llevaría a tener que estudiar las dosificaciones y comprobar las calidades con tal meticulosidad que difícilmente podrían ser realizadas económicamente.

Del análisis de los datos que poseemos se deducen algunas consecuencias que, en principio y como base para estudios más completos, aceptamos como válidas, y de las cuales, las principales son las siguientes:

a) El C. de P. calculado mediante la fórmula que indicamos en el Capítulo siguiente, es inferior al deducido gráficamente, ya que en la mayor parte de los casos son más abundantes los puntos situados sobre la curva teórica, en su primera mitad, y bajo la misma, en su segunda, que a la inversa (fig. 1).

b) En valor absoluto, los errores más importantes se producen en la zona comprendida entre el 75 % y el 125 % de la resistencia media, excepto para ésta,

en la que se reduce considerablemente. La distribución de estos errores sigue, aproximadamente, la ley representada en la figura 2.

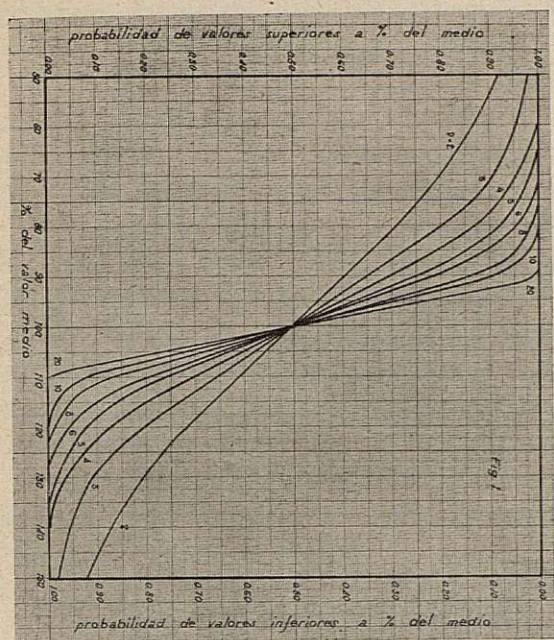


Fig. 2

No queremos aventurarnos a sentar hipótesis sobre las causas de estos fenómenos, y nos limitamos a establecer su posible realidad.

c) La cifra de 50 probetas para ensayo parece ser la más indicada, ya que, con la misma, los errores obtenidos, en valor absoluto, no pasan del 6 % de la probabilidad correspondiente, y esta cifra disminuye muy lentamente al pasar de los 50 ensayos. En cambio, por debajo de esta cifra, los errores llegan al 9 % para 40 y al 15 % para 25.

d) En contraposición a estos errores, que, indudablemente, restan eficacia a nuestros estudios, tenemos dos motivos para asegurar que el hormigón, una vez puesto en la obra, no es menos homogéneo que el que se deduce de cuantas conclusiones llevamos establecidas.

La primera de ellas, y quizás la más importante, deriva del hecho indiscutible de que, en la parte correspondiente al laboratorio en el ensayo de las probetas (toma de muestras, curado, preparación y rotura) también existen errores, y que, por lo tanto, en el C. de P. que venimos considerando, actúan en sentido desfavorable.

Si llamamos p_1 al C. de P. correspondiente al proceso de fabricación (que es el realmente interesante), p_2 al del laboratorio, y P al del conjunto, o sea al que en realidad conocemos, y con el que trabajamos, la relación entre ellos es:

$$\frac{1}{P^2} = \frac{1}{p_1^2} + \frac{1}{p_2^2}$$

de la que se deduce, para el valor de p_1 , el de:

$$p_1 = \frac{P}{\sqrt{1 - \left(\frac{P}{p_2}\right)^2}} > P$$

Para cifrar estas magnitudes es necesario conocer el valor de p_2 lo que sue se podría lograr con suficiente aproximación preparando una masa con extraordinario cuidado, para llegar en ella a una homogeneidad tan perfecta como sea posible, y obtener de ella el número suficiente de probetas para definir el C. de P. de la serie, que sería el p_2 buscado.

Carecemos de datos definitivos a este respecto, pero creemos poder afirmar que la influencia de estas consideraciones se mantiene dentro de las dos décimas, o sea, que, si el C. de P. obtenido es, por ejemplo, 4,7; el real será 4,9.

El segundo motivo de garantía de nuestras hipótesis y conclusiones deriva de que, al poner el hormigón en obra, no sólo es imposible la diferenciación de unas masas respecto de las contiguas, sino que, precisamente se busca, y logra en buena parte, la perfecta trabazón entre ellas, lo que hace que las diferencias de calidad se compensen, al menos, parcialmente.

Para valorar este efecto sería necesario que, después de haber obtenido el C. de P. durante la elaboración, o conocido ya por las características de la instalación, como veremos en el Capítulo siguiente, se obtuvieran de la obra ya fraguada las probetas necesarias para definir el C. de P. de la misma.

Aunque no nos ha sido posible llevar a cabo ningún ensayo conducente a definir cuantitativamente este punto, queremos hacer hincapié en su importancia, ya que, en definitiva, son los resultados en la obra terminada los que nos interesan, considerando todos los demás como medios más o menos sencillos y aproximados para conocer aquéllos.

Una comprobación, sólo parcialmente cuantitativa, la tenemos a la vista de los gráficos 1 y 2, ya que en

ambos, las series «a» y «b» procedente de probetas obtenidas de las mismas masas, y las «c» de los valores medios de ambas, y se ve que el C. de P. de estas últimas es superior a cualquiera de las otras, y no creemos aventurado asegurar que, ya en la obra, este efecto ha de ser aún más notable.

En resumen, podemos afirmar que la aceptación de cuantas conclusiones dejamos sentadas en el Capítulo precedente pueden ser tomadas como ciertas, a reserva de su mejor determinación mediante investigaciones más profundas, ya que, como hemos visto en éste, tenemos el margen de garantía más que suficiente para ello.

CAPITULO IV

ESTUDIO DEL C. DE P. DE LAS INSTALACIONES

Después de haber visto la influencia del C. de P. en las características del hormigón y, por tanto, en sus dosificaciones de cemento, nos queda, como único problema técnico que resolver, el de la determinación de aquél, en cualquier caso de maquinaria y dosificaciones.

Si concretamos este problema a la determinación para un caso concreto, su solución nos la daría la estadística de una serie de ensayos realizados en el mismo, en número suficiente para ello. El valor del C. de P. lo obtendremos, con suficiente aproximación, mediante la fórmula:

$$P = \frac{N}{\sqrt{2 \sum nx^2}}$$

en la que:

N = número de ensayos efectuados

n = número de casos cuyo error, respecto a la medida es x

x = error, respecto a la medida de cada ensayo.

o bien, dibujando la gráfica de los resultados obtenidos y comparándola con una serie de curvas teóricas de parámetros conocidos. No es conveniente el empleo de la «campana», sino de la curva de probabilidad superior o inferior, ya que su confección es mucho más sencilla que la de aquélla.

Con objeto de facilitar esta comparación incluimos una serie de estas curvas (fig. 2).

Ahora bien, si de lo que se trata no es de un caso concreto, sino de la resolución general del problema,

es necesario llevar a cabo muchos ensayos; unos, con la misma instalación, elaborando hormigones de distintos tipos, y otros, con instalaciones distintas, pero con iguales métodos de laboratorio, con el fin de lograr, mediante un análisis racional, el conocimiento de la magnitud con que interviene cada variante en el resultado total.

Es la clásica labor de investigación estadística, a la que ha de preceder una clasificación provisional que, probablemente, habrá de ser modificada como consecuencia de los datos que se vayan obteniendo.

De los datos que hemos podido analizar, completados con nuestra escasa experiencia, hemos llegado a establecer la siguiente clasificación, que concuerda con cuantos casos hemos estudiado, y que, por lo tanto, creemos puede servir de base para investigaciones más definitivas.

INFLUENCIA DE:

Puntos

CEMENTO (máximo, 10 puntos):

Medida volumétrica de capacidad variable (sacos, espuelas, etc.), o fija sin enrase	1
Id. id. de capacidad fija con enrase	2
Id. gravimétrica no automática	6
Id. id. automática, según precisión	de 6 a 10

ARIDOS (máximo, 10 puntos):

Sólo arena (morteros)	5
Granulometría bien estudiada	4
Arena y grava, sin tamaño intermedio	2
Tres tamaños de árido (grava, gravilla y arena).	4
Pilas claramente separadas	1
Dosificación automática	4

AGUA (máximo, 20 puntos):

Dosificación automática	10
Id. semi-automática (nivel visible y cierre manual)	3
Id. completamente manual (a cubos, etc.),	1
Compensación por humedad de los áridos	10
Deducción por chorro, sin comprobación	8

AMASADO (máximo, 10 puntos):

Conducción de las hormigoneras (máximo)	2
Control de tiempo o revoluciones	3
Diferencia en plasticidad entre el principio y fin del vertido de la masa menor de 3 cm.	5

INSPECCIÓN Y ENSAYOS (máxim, 30 puntos):

Ensayos frecuentes de granulometría	3
Rectificación frecuente de humedad en áridos.	10
Gobierno automático de pesos y medidas	10
Ensayos frecuentes y rápidos del hormigón	5
Vigilancia cuidadosa cuando no hay dosificaciones automáticas	2

Con esta tabla, y conociendo las características de la instalación que se ha de utilizar y forma en que se

ha de hacer, nos bastará sumar los puntos correspondientes para llegar, mediante la siguiente escala, a conocer su C. de P.:

Puntos	C. de P.
0 o menos	2
5	3
13	4
21	5
29	6
36	7
43	8
55	10
80	15

Puede afirmarse que las instalaciones cuyo C. de P. es inferior a 4 trabajan en condiciones deficientes y, por tanto, o dejan la obra con menos seguridad de la prevista, o exigen dosificaciones elevadísimas de cemento. Se pueden considerar como buenas hasta el valor 7, y como muy buenas las restantes, y se considera como casi imposible de lograr el valor 15 fuera del laboratorio.

Por poco que analicemos las tablas anteriores veremos que la mayoría de las instalaciones que se emplean en España en construcción urbana de pequeño y mediano tamaño, alcanzan rara vez el valor 4, y, por tanto, podemos asegurar que en las mismas existe cerca de un 10 % de hormigón, cuya carga de rotura es inferior al 75 % de la media prevista, y posiblemente un 2 ó un 3 % por debajo del 50 % de la misma.

CAPÍTULO V

COMPARACIÓN DE NUESTRAS NORMAS OFICIALES CON LOS PRINCIPIOS DEDUCIDOS

Después de conocer, siquiera en una primera aproximación, las leyes que rigen las variaciones «incomprobables o no regulables» de resistencia en el hormigón, creemos lógico adaptar a las mismas las Instrucciones o Normas que, de modo oficial, regulan el cálculo y construcción de obra con este material. No esperamos con ello a realizar censura alguna de las mismas, sino únicamente «ponerlas al día» después de conocidas nuevas leyes.

Nos fijaremos primeramente en la «Instrucción para el proyecto de obras de hormigón», del Ministerio de Obras Públicas», según su edición de 1944, para hacerlo después en la «Normas para cálculo y ejecución de

estructuras de hormigón armado», de la Dirección General de Arquitectura de 1941.

Aquellas, en su Cap. V («pruebas»), art. 23, dicen:

«Se recomienda la fiscalización directa de las condiciones del hormigón durante las obras, por medio de probetas sacadas de las mismas masas que se van a emplear, con apisonado similar y conservadas en el mismo ambiente y con igual curado, diariamente de cada uno de los tipos de hormigón o tajos de la obra, y, en particular, cuando las masas acusen variaciones o defectos.»

«Si pasados veintiocho días, en hormigones con «portland» (siete con supercementos, o dos con aluminosos), las medias de estas probetas dieran cargas menores de las previstas para esa fecha en más de un 25 %, podrá ser rechazada la parte de la obra correspondiente, salvo que sacando probetas de la misma obra, se compruebe que su resistencia es superior a la de las probetas de ensayo.»

Ahora bien, para que la media obtenida de los ensayos de una serie de probetas suficientemente grande, difiera de la prevista, es necesario que durante el período de tiempo correspondiente haya variado alguno de los factores que intervienen en el hormigón, ya que, según hemos visto, de no ser así, podrá variar, y variará siempre, la resistencia de cada masa, pero no su medida. Si suponemos invariables la instalación, calidad, granulometría y dosificación de áridos y proporción agua-cemento, de tal forma que nos quede como única variante la cantidad de éste, podremos, sin temor a que sea rechazada la obra, disminuirla en la cantidad necesaria para obtener resistencias hasta un 25 % inferiores a las marcadas en el proyecto, lo que puede suponer 50 ó 60 Kgs. de cemento por metro cúbico de hormigón.

Y no es esto sólo. El proyecto, como es natural, estará estudiado sobre la base de una determinada resistencia, a la que se aplica, supongamos un coeficiente de seguridad 4 (la Instrucción a que nos estamos refiriendo admite el valor 3 respecto a la máxima carga de rotura obtenida a los 28 días), que se reduce a 3 al rebajar la cantidad de cemento en la cantidad necesaria para que la resistencia baje el 25 % admisible, y, si la instalación tiene un C. de P. de 3, valor frecuente según hemos visto, produciremos un 2 % con resistencia inferior al 50 % de la medida obtenida y al 37,5 % de la supuesta en el proyecto, o sea, sensi-

blemente igual al esfuerzo que ha de soportar, y hasta un 20 % con resistencia inferior al 60 % de la del proyecto, y que, por tanto, trabaja con coeficiente de seguridad real inferior al 2,4.

Fácilmente se comprende que esto es inadmisibles, ya que, por un lado, puede lucrarse indebidamente el constructor, y por otro, queda malparada la seguridad de la obra: Más lógica nos parece la norma norteamericana según la cual ninguna probeta debe dar resistencia inferior al 80 % de la prevista, y la medida de cinco consecutivas no debe ser inferior a esta (norma C 94-43 T, sección 4 (a) de las A. S. T. M.), si bien nos parece pequeño este número. Esta norma equivale a obligar a los constructores a trabajar con C. de P. no inferior a 8.

Llegado al límite que autoriza la Instrucción que comentamos, o sea, el coeficiente de seguridad 3 respecto a la máxima carga de rotura obtenida en laboratorio, como ésta será del orden del 115 % de la media (C. de P. = 15), el coeficiente de seguridad respecto a ésta será de 2,6. Esta media se mantiene en obra, aunque, por ser ahora distinto el C. de P., variará la proporción del hormigón en cada determinada resistencia, y, si éste tiene el valor 3, existirá un 9 % trabajando a coeficiente de seguridad 1,82. En la Tabla IV reflejamos los coeficientes de seguridad reales para distintos valores del C. de P.

TABLA IV

C. de P.	% del hormigón a c. de seguridad inferior a						
	1	10	20	50	70	90	99
2	0,52	1,43	1,82	2,60	3,10		
3	1,04	1,80	2,08	2,60	2,90		
4	1,63	2,00	2,21	2,60	2,88	3,20	
5	1,73	2,15	2,28	2,60	2,80	3,05	
6	1,95	2,20	2,29	2,60	2,79	3,00	
8	2,08	2,30	2,39	2,60	2,76	2,90	3,13
10	2,15	2,35	2,40	2,60	2,73	2,83	3,03

Fácilmente se deduce de esta Tabla que, por lo menos, se debe trabajar con C. de P. = 5.

Las Normas de la Dirección General de Arquitectura especifican únicamente que «Las cargas mínimas del hormigón a los veintiocho días de fraguado, deben ser, como mínimo, para cemento corriente, de 120 Kgs./cm², medida en probetas cúbicas».

Si esto se exigiera realmente en las obras, con C.

de P. = 3, sería necesario prever resistencias medias de más del 200 % de aquélla, o sea, del orden de los 250 Kgs./cm², lo que está muy lejos de alcanzarse en la práctica normal. No queremos decir con ello que las construcciones realizadas según estas normas sean defectuosas, sino únicamente hacer notar la importancia de las mismas por su casi imposibilidad de cumplimiento.

En resumen, llegamos a la conclusión de que ninguna de las normas oficiales actualmente en vigor en España tiene la eficacia que de las mismas debe esperarse; unas, por permitir abusos en contra de la seguridad de la obra, y, otras, por ser, en la práctica, de imposible cumplimiento. Se hace imprescindible, pues, su reforma, previa, claro está, la investigación total de los fenómenos que venimos estudiando, y de los cuales este estudio es, como ya hemos dicho, un primer avance.

Es necesario, también, tratar de elevar nuestros C. de P. a valores iguales o superiores a 5, teniendo en cuenta que para ello no son necesarias costosas instalaciones, ya que con sólo establecer una mayor vigilancia y dotar a las hormigoneras de medidores automáticos de agua se logra un avance notable, que puede aumentarse con dosificadores elementales para el cemento, especialmente, eliminando la utilización directa de los envases de fábricas y las espuelas, que tal vez debieran prohibirse.

CAPÍTULO VI

POSIBILIDADES DE AUMENTO DE SEGURIDAD Y AHORRO DE CEMENTO

Deduciremos estas posibilidades del estudio de un caso concreto, suponiendo una obra urbana de mediana importancia, ejecutada con hormigonera cargada a mano, con espuelas o carretillas para los áridos, cubos o cajones sin enrase para el cemento, regulación manual del agua, con nivel visible, granulometría empírica con dos tamaños de árido, sin ensayos de humedad ni características y con vigilancia buena, de tal forma que según el Cap. IV tendremos un C. de P. = 3.

El proyectista admite una carga de trabajo de 40

kilogramos/cm² con coeficiente de seguridad 3, o sea, que supone una resistencia media de 120 Kgs. cm², y para conseguirla establece una dosificación de 350 Kgs. de cemento por m³ de hormigón, *sin tener en cuenta para nada la instalación que lo elabora.*

Ahora bien, con esta instalación y condiciones de trabajo se producirá (Tabla I) un 9 % del hormigón con resistencia inferior al 70 % de la media, o sea, a 84 Kgs./cm², y que trabaja, por tanto, con coeficiente de seguridad inferior a 2,1, lo que, vamos a admitir, es aceptado por el proyectista, y veamos lo que ocurrirá si se cambian las circunstancias para trabajar con C. de P. = 5, manteniendo las mismas dosificaciones y media de 120 Kgs./cm².

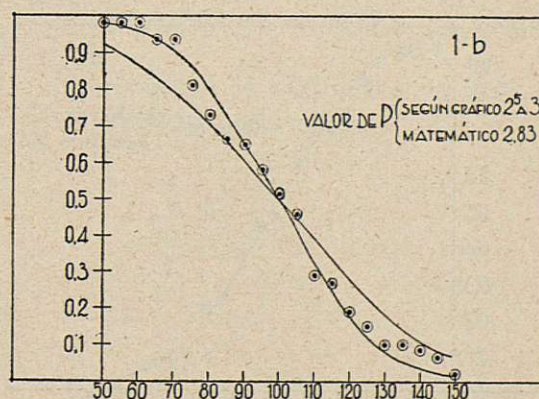
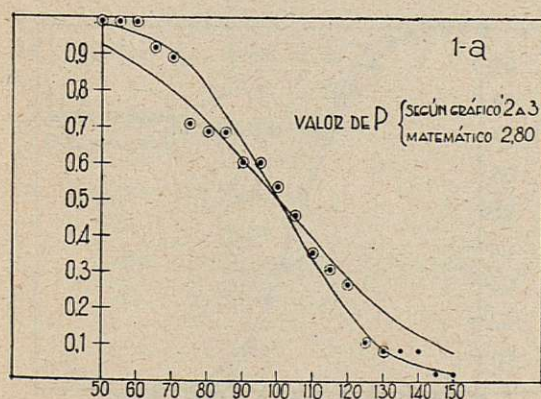
En este caso, el 9 % anterior está por bajo del 81 % (en lugar del 70) y trabaja con coeficiente de seguridad 2,4, mientras que la parte que lo hace por debajo del 70 % se reduce ahora a un 1,5 %, lo que es prácticamente despreciable. Por tanto, la obra, en estas condiciones, tiene un 15 % más de seguridad que en las anteriores, conseguido sin aumento alguno en la dosificación de cemento.

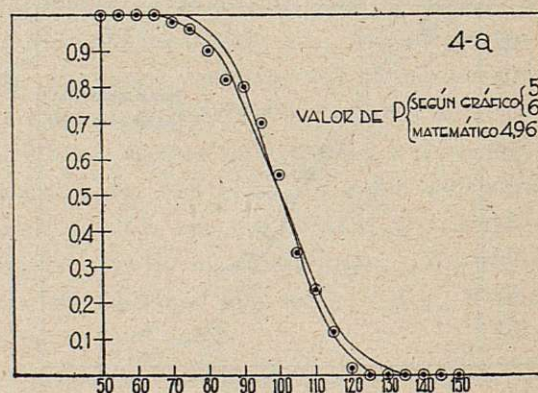
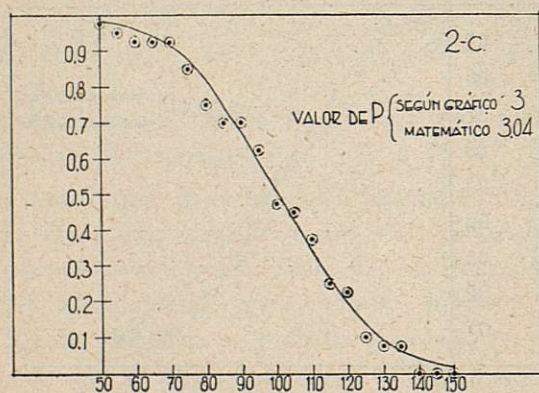
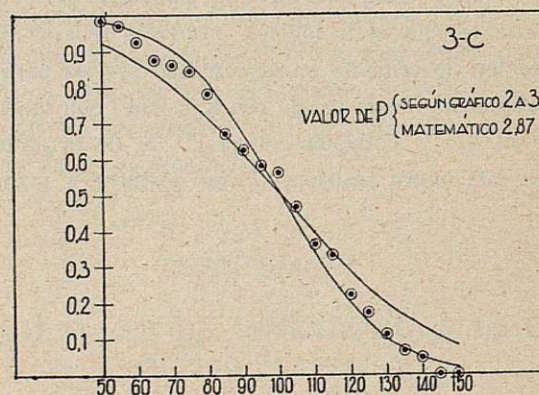
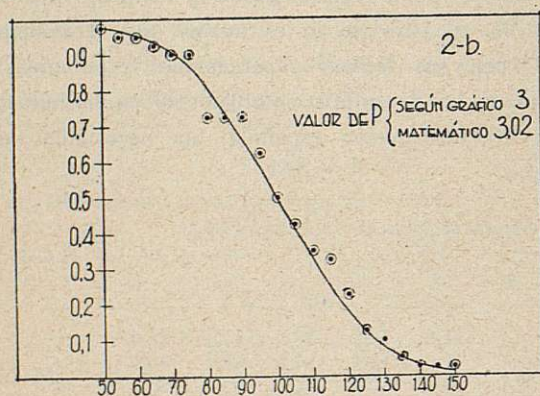
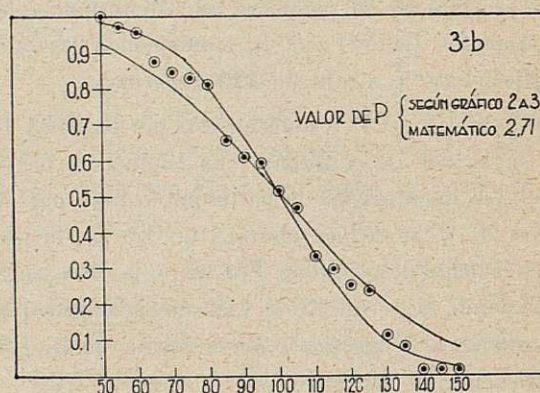
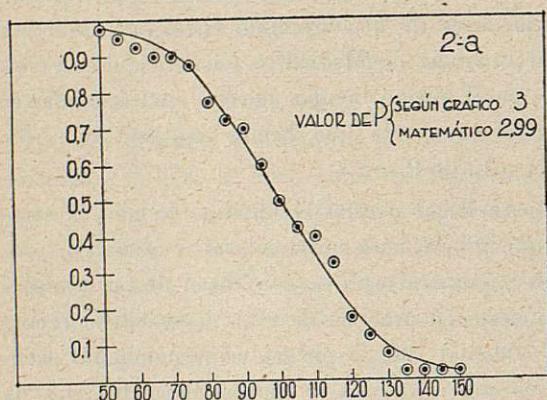
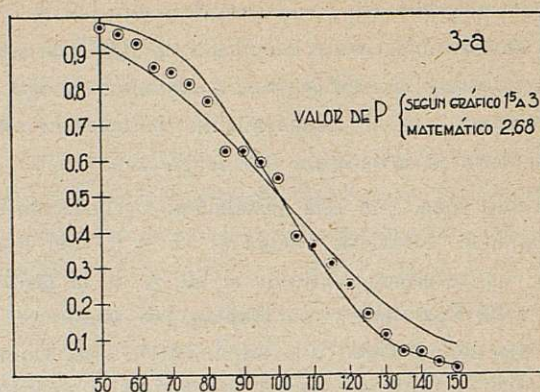
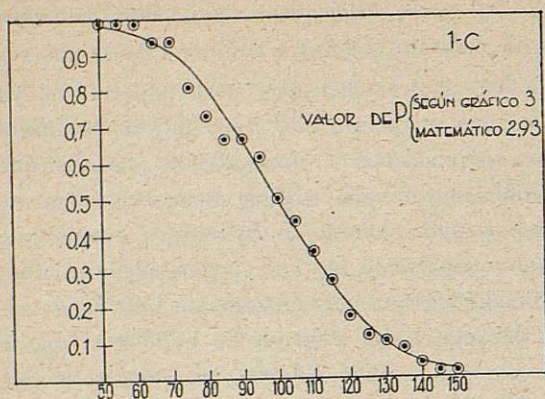
Si lo que se desea es que la seguridad permanezca invariable (que es lo lógico), podremos rebajar la dosificación de cemento en la cantidad precisa para que la resistencia media sea de 104 Kgs./cm², con objeto de que su 81 % coincida con el 70 % de la anterior. Para esta nueva resistencia, con dosificar a razón de

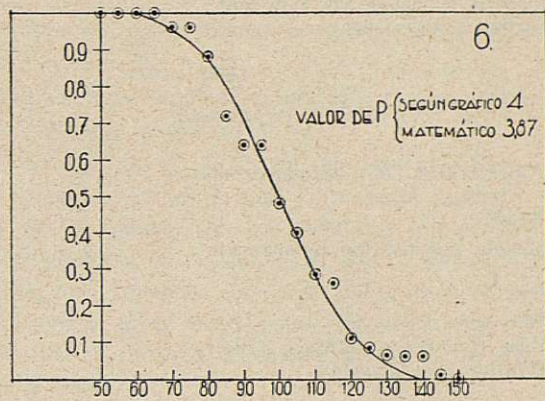
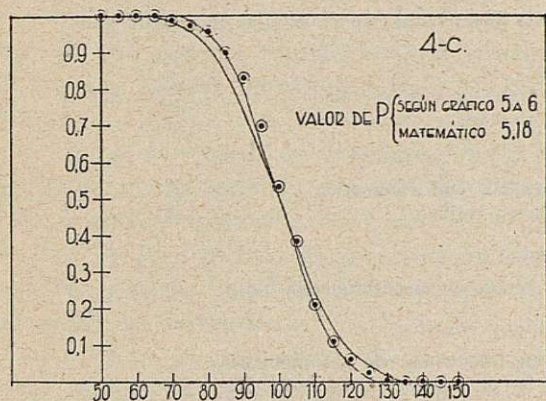
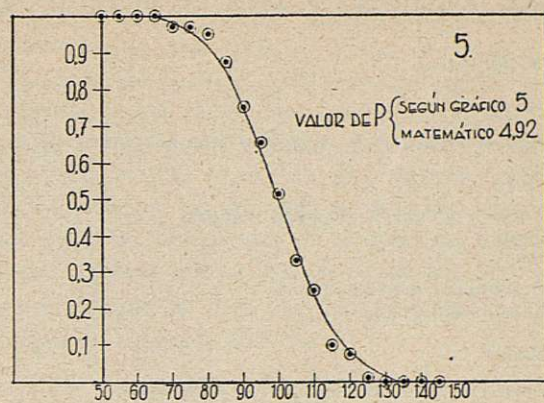
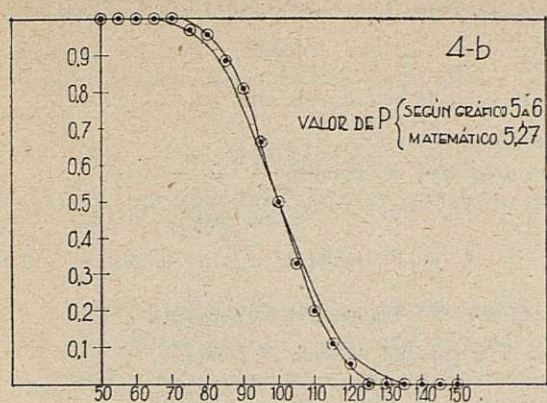
325 Kgs./m³ será suficiente, y, por tanto, ganamos 25 Kgs. de cemento por metro cúbico de hormigón.

Dicho así, parece tener muy poca importancia, ya que, para una estructura con 1.500 m³, representaría 37,5 Tm., equivalentes a unas 20.000 ptas., lo que en el volumen total del edificio tiene evidentemente poca importancia. Ahora, si tenemos en cuenta que este ahorro representa un 7 % y que, según estadísticas oficiales el consumo de cemento «portland» en España durante el año 1949 fué de 1.736.000 Tm., se podrían ahorrar más de 120.000 Tn. anuales, lo que no es nada despreciable, ya que supone, aproximadamente, la mitad de lo consumido en el año 1949 por toda la provincia de Madrid, o un 85 % de lo consumido, en el mismo tiempo, por las cuatro catalanas. Y téngase en cuenta que hemos supuesto que sólo llegamos a C. de P. = 5.

Que para llegar a estos resultados oficiales es necesarios que propietarios (particulares u oficiales), proyectistas y constructores se convenzan de las ventajas que la puesta en práctica de estas leyes ha de reportar, es evidente; que el que este convencimiento penetre en la mayor parte de dichos elementos, ha de costar tiempo y tal vez disgustos y contratiempos; también lo es, pero no lo es menos que el avance técnico (con sus lógicas repercusiones económicas) que supone, ha de influir notablemente en la industria de la construcción española, tan necesitada de economías.







INDICE DE ESTOS GRAFICOS

Núm.	Instalación	Elaboración	Probetas	Observaciones
1.a	«A»	Hormigón 1, con dos tamaños árido.	48	
1.b	«A»	Idem íd. íd.	48	Procedentes de las mismas masas que en 1.a.
1.c	«A»	Idem íd. íd.	48	Medias de las series anteriores.
2.a	«A»	Hormigón 2 (ídem íd.).	40	
2.b	«A»	Idem íd. íd.	40	Procedentes de las mismas masas que en 2.a.
2.c	«A»	Idem íd. íd.	40	Medias de las series anteriores.
3.a	«A»	Idem íd. íd.	64	
3.b	«A»	Idem íd. íd.	64	Procedentes de las mismas masas que en 3.a.
3.c	«A»	Idem íd. íd.	64	Medias de las series anteriores.
4.a	«B»	Mortero 1.	50	
4.b	«B»	Idem íd.	93	
4.c	«B»	Idem íd.	202	
5	«B»	Hormigón 3 (tres tamaños de árido).	58	
6	«C»	Idem íd. íd.	50	

CARACTERÍSTICAS Y PUNTUACIÓN DE LAS INSTALACIONES CORRESPONDIENTES A LOS GRÁFICOS ANTERIORES

INSTALACIÓN "A"

Cemento:

Medida volumétrica, capacidad fija, sin enrase... 1

Áridos:

Grava y arena, dosificación empírica... 2

Agua:

Dosificación semi-automática... 3

Chorro no vigilado... -8

Amasado:

Buen estado de la hormigonera basculante... 1

Inspección y ensayos:

Ensayos frecuentes del hormigón... 4

Vigilancia cuidadosa... 2

Total, puntos... 5

C. de P. correspondiente... P=3

INSTALACIÓN "B", elaborando mortero.

Cemento:

Medida gravimétrica automática... 10

Áridos:

Sólo arena... 5

Pilas claramente separadas (silos)... 1

Dosificación automática... 4

Agua:

Dosificación semi-automática... 3

Chorro no vigilado... -8

Amasado:

Buen estado de la hormigonera fija... 1

Inspección y ensayos:

Ensayos frecuentes del hormigón... 5

Total, puntos... 21

C. de P. resultante... P=5

INSTALACIÓN "B". Elaboración de hormigón.

Análoga a la anterior, presenta 20 puntos.

INSTALACIÓN "C". Elaboración de hormigón.

Cemento:

Medida volumétrica, capacidad fija sin enrase... 1

Áridos:

Granulometría bien estudiada... 4

Pilas claramente separadas... 1

Agua:

Dosificación semi-automática... 3

Chorro no vigilado... -8

Amasado:

Buen estado de la hormigonera fija... 1

Inspección y ensayos:

Ensayos frecuentes de granulometría... 3

Idem íd. de resistencia del hormigón... 5

Total, puntos... 10

C. de P. resultante... P=3,8

APÉNDICES

NOTA PRELIMINAR

Hemos establecido, en una primera aproximación, las leyes que rigen las variaciones «no regulables» de resistencia del hormigón, y deducido de las mismas sus consecuencias más importantes, pero para llegar a ponerlas en práctica es necesario, ante todo, profundizar estas investigaciones, lo que se sale de nuestras limitadas posibilidades, y, después, emprender una campaña eficaz para hacer aceptar y utilizar sus consecuencias.

Como es lógico, para alcanzar ambos extremos con la eficacia debida es necesario establecer un plan de investigaciones, basado en unas normas que, aunque sea sólo inicialmente, sirven de pauta a las mismas.

Por ello, y como de los datos que nos han per-

mitido hacer este estudio, suministrados amablemente por varios ingenieros amigos, cuyos nombres no citamos por temor a herir susceptibilidades, estamos en posesión de alguna experiencia sobre el particular, incluimos a continuación, en forma de apéndices, un «Proyecto de normas para el estudio técnico, y algunas sugerencias sobre la puesta en práctica de los resultados que se obtengan».

Nos parece imprescindible, para todo ello, que desde el primer momento se hiciera cargo de estas investigaciones algún centro oficial, o, por lo menos, particular con la debida solvencia y medios para ello, ya que, de no ser así, es imposible para un simple particular, por mucho interés que en ello ponga, el llegar a reunir todos los datos necesarios para ello, y,

mucho menos, llevar a la práctica las consecuencias. A nuestro modo de ver, el Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, reúne cuantas garantías y medios puedan ser deseables para ello.

APÉNDICE I

PROYECTO DE NORMAS PARA EL ESTUDIO TÉCNICO

I.—DEFINICIONES.

a) *Resistencia media*.—Es el valor de la media aritmética de los resultados de una serie de ensayos.

b) *Error de un resultado*.—Es la diferencia entre su valor y el de la resistencia media, expresada en tanto por ciento de ésta.

c) *Coficiente de precisión de una serie de ensayos*.—Es el valor del parámetro de la «campana de Gauss» que más se aproxime a la curva real obtenida.

d) *C. de P. real de un hormigón*.—Es el correspondiente a una serie de probetas obtenidas de la obra, una vez fraguada.

e) *C. de P. práctico*.—Es el correspondiente a una serie de probetas obtenidas directamente de las masas que se ha de emplear.

f) *C. de P. de laboratorio*.—Es el correspondiente a los procesos de toma de muestras, curado y ensayo.

g) *C. de P. de elaboración*.—Es el correspondiente a los procesos de dosificación y amasado.

II.—OBJETO DE LAS INVESTIGACIONES.

Se considera como tal la determinación de las relaciones que ligán el modo de elaborar y poner en obra el hormigón con su C. de P. real, con objeto de predecir éste en función de aquél.

III.—MÉTODOS OPERATORIOS.

a) *Toma de muestras y su ensayo*.—Siempre que sea posible se obtendrán tres probetas de cada masa; una, al principio, otra, hacia el centro, y la otra, al final, de su vertido. Para esta operación, así como para el curado de las probetas y su ensayo posterior, se seguirán las normas usuales. Aunque no es imprescindible, por tratarse de resultados relativos, se recomienda el empleo de los tipos de probetas, así como los métodos de preparación, conservación y rotura indicados en el «Anejo» de la Instrucción del Ministerio de Obras Públicas.

Se considerará como resistencia de la masa, la media aritmética de las de las probetas obtenidas de la misma.

Es indiferente que la rotura se haga en una u otra fecha, aunque sí es necesario que ésta sea la misma para todas las de cada serie.

b) *Cálculo del C. de P. práctico*.—Se partirá para este cálculo de los resultados obtenidos con una serie de 50 masas, como mínimo, y es recomendable llegar a 70 o más, si es posible. Si cada uno de estos resultados proviene de una sola probeta, en lugar de hacerse como se recomienda en el apartado anterior, es necesario elevar estas cifras en su 40 por 100.

Para el cálculo se debe emplear el método analítico, según la siguiente fórmula

$$P = \frac{N}{\sqrt{2 \sum nx^2}}$$

en la que las letras tienen la significación expuesta en el Capítulo III.

También cabe emplear el método gráfico, como en dicho Capítulo quedó dicho.

c) *Cálculo del C. de P. de laboratorio*.—Para ello será necesario elaborar, con el máximo cuidado posible, varias masas, capaces, cada una, de proporcionar 50 probetas. Calculado el C. de P. de cada una, el valor más frecuente de entre todos ellos se considerará como el C. de P. que buscamos. Es conveniente que el número de masas ensayado no sea inferior a diez.

d) *Cálculo del C. de P. de elaboración*.—Aunque su conocimiento no es imprescindible, es conveniente su estudio, según se indicó en el Capítulo IV.

e) *Cálculo del C. de P. real*.—Se obtendrá mediante el ensayo de una serie de 50 probetas, como mínimo, sacadas de la obra ya fraguada y aplicando la fórmula anteriormente indicada. Será conveniente el estudio independiente de masas situadas vertical y horizontalmente, ya que pudieran darse distintos grados de homogeneización en cada una de dichas disposiciones.

f) *Relación entre los C. de P. práctico y real*.—Se determinarán ambos coeficientes para unas mismas masas, tomando durante la elaboración las probetas necesarias para determinar el primero, y de la obra ejecutada con ellas, las correspondientes al cálculo del segundo. Del cálculo de esta relación en un número suficiente de casos, análogos o diferentes, se deducirá si esta relación es fija para un determinado procedimiento de puesta en obra o si, por el contrario, depende del C. de P. práctico (al que siempre se debe referir todo, por ser el más fácil de obtener).

Al mismo tiempo se realizará un análisis de los resultados obtenidos, con objeto de fijar la influencia de los distintos modos de puesta en obra y apisonado.

IV.—SÍNTESIS DE LOS RESULTADOS.

a) Para llegar al conocimiento del C. de P. de elaboración, sin necesidad de realizar los ensayos necesarios en cada caso concreto, es necesario traducir en cifras la influencia de cada variante en dicho proceso, en el C. de P. Para ello, y una vez obtenidos los C. de P. correspondientes a series de ensayos que difieran entre sí en una sola variante, se establecerán, por diferencias, las influencias de cada una de ellas, para así formar un cuadro análogo al incluido en el Capítulo IV, del que por simple suma se pueda deducir una puntuación total traducible a C. de P. con la correspondiente tabla de equivalencias.

b) Para llegar al conocimiento del C. de P. de puesta en obra y apisonado se procederá de igual modo que en el caso anterior, previo conocimiento del C. de P. de elaboración utilizado, y empleando, provisionalmente, la siguiente clasificación de variantes:

I.—TRANSPORTE Y COLOCACIÓN.

Transporte por canaletas o tubos, según longitudes y pendientes.

Id. en vagonetas, carretillas etc.

Id. en cinta transportadora.

Vertido directo desde canaletas o tubos.

Id. id. desde vagonetas, carretillas, etc.

Id. manual desde pasteras, a pala.

Altura desde el punto de vertido a la superficie libre del hormigón.

II.—APISONADO.

Con pisones, según su peso, a mano.

Con barras rectas o con gancho.

Por vibración, clasificada en:

Vibración interna.

Id. de los encofrados.

Id. mixta.

Id. superficial.

Por otros procedimientos:

c) Para llegar al conocimiento del C. de P. real se aplicará la siguiente fórmula

$$\frac{1}{P_r^2} = \frac{1}{P_e^2} + \frac{1}{P_p^2}$$

en la que

P_r = C. de P. real.

P_e = C. de P. de elaboración.

P_p = C. de P. de puesta en obra y apisonado.

V.—COLABORACIONES.

Con objeto de contrastar los resultados que se obtengan, y de ganar el tiempo que sea posible, creemos necesario el buscar la colaboración con aquellas personas o entidades que en España o el extranjero hayan iniciado, o inicien en lo sucesivo, estudios análogos. Deben ser estos contactos lo más directos posible, y que lleguen, no sólo al intercambio de publicaciones y resultados, sino incluso al personal, con objeto de lograr uniformidad de métodos y criterios que siempre ha de ser beneficiosa.

No creemos necesario hacer constar que, por nuestra parte, estamos dispuestos a prestar nuestra modesta aportación a cuantos trabajos sean necesarios.

APÉNDICE II

ALGUNAS SUGERENCIAS SOBRE LA PUESTA EN PRÁCTICA DE LOS RESULTADOS QUE SE OBTENGAN

I.—DIVULGACIÓN.

Es, ante todo, necesario, dar a conocer a los elementos técnicos y económicos más directamente interesados en la construcción, los resultados obtenidos y las posibilidades que de ellos se deriven, aprovechando para ello cuantos medios estén al alcance (conferencias, publicaciones de toda índole, etc.).

II.—CAMPAÑA CERCA DE LOS ORGANISMOS OFICIALES.

Con objeto de lograr las modificaciones pertinentes en las Instrucciones, Normas y Pliegos de Condiciones.

Estas modificaciones deberán tender a la especificación de los hormigones por su resistencia, fijando las proporciones del mismo con resistencia inferior a determinado tanto por ciento de la media prevista.

III.—ESTÍMULO A LOS CONSTRUCTORES PARA ELEVARE SUS C. DE P.

Aparte de que el hecho de especificar el hormigón como hemos indicado, constituye un aliciente para el perfeccionamiento de instalaciones y métodos de trabajo, por permitir ahorros de cemento, creemos sería conveniente:

a) Valoración, en acto del concurso o subasta, del C. de P. propuesto por el constructor, y que, como es lógico, habría de exigírsele en la obra.

b) Establecimiento, al menos, durante el período inicial, de premios a los constructores, que elevarán, en determinadas condiciones, sus C. de P. Estos premios podrían estar subvencionados por la Delegación del Gobierno en la Industria del Cemento, el Sindicato de la Construcción y Obras Públicas, u otros Or-

ganismos directamente interesados en la economía de la construcción en España.

* * *

No se nos oculta que, sobre todo, esta segunda etapa, ha de tropezar en su desarrollo con dificultades y obstáculos, al tener que romper con leyes y costumbres establecidas, pero lo mismo ocurre con casi todos

los avances de la técnica, y, sin embargo, cuando van apoyados en fundamentos ciertos e indiscutibles y están defendidos con fe y entusiasmo, acaban imponiéndose, para dar, en muchos casos, frutos más copiosos que los esperados por sus más entusiastas defensores.

Mayo 1950.

Garido
Hoyos
6 - Abril 1954

N.º 249. - Mejoras introducidas en los hormigones mediante una compresión verificada durante el fraguado

Autor: D. JESÚS IRIBAS DE MIGUEL

Ingeniero de Caminos

Hace años que me ha venido preocupando el problema de conseguir hormigones de alta resistencia, y el fondo de cuanto voy a decir a continuación se lo expuse a D. Alfonso Peña, el cual me animó a realizar una serie de experimentos, pero la falta de medios y, sobre todo, de tiempo, impidieron llevar éstos a cabo.

Gracias a la colaboración de D. Alfonso Alvarez, alumno de quinto año de la Escuela de Ingenieros de Caminos, he podido preparar probetas de ensayo y deducir algunas conclusiones, o, por lo menos, demostrar que estos trabajos son interesantes. Esta es la razón de presentarlos en el II Congreso Nacional de Ingeniería.

Es sabido que las propiedades de resistencia de la materia son debidas a las fuerzas de atracción entre las diversas moléculas o complejos moleculares. En realidad, la única resistencia que merece el nombre de tal, es la resistencia a tracción, ya que, si un cuerpo se somete a compresión, llega a romperse únicamente porque aparecen tracciones transversales secundarias, cuya magnitud, ligada a la com-

presión principal mediante el módulo de Poissón, está influida por el rozamiento intermolecular, y si se admite la impenetrabilidad de la materia, resultará imposible romper un cuerpo, sometándolo a una compresión total, es decir, que obrase con igual magnitud en todas direcciones.

Supóngase en esquema, que un cuerpo está formado por una serie de esferitas individualizadas, que representan las moléculas o complejos moleculares. Existe resistencia a la rotura, gracias a las fuerzas de atracción entre estas esferas, fuerzas que parece lógico admitir siguen la ley de la gravitación de Newton, y que, por lo tanto, son inversamente proporcionales al cuadro de la distancia que les separa. Ahora bien, si el cuerpo se encuentra en estado líquido o coloide en forma de sol, las diversas partículas poseen energía cinética suficiente, para contrarrestar las fuerzas de atracción.

Considerando estas propiedades, y teniendo en cuenta que el fraguado del cemento es el paso de sol a gel, se nos ocurrió la siguiente pregunta: ¿Será posible, mediante una compresión total ejercida durante

el fraguado, sobre una masa de hormigón, conseguir que disminuyan las distancias intermoleculares, y que la nueva estructura se mantenga ulteriormente, aunque cese la compresión? De ser así, habrían aumentado notablemente las fuerzas de atracción molecular, y no las de repulsión, por haber efectuado la compresión en período de inestabilidad, con lo cual se conseguiría un gran aumento de la resistencia a la rotura en el hormigón.

Tratando de dar respuesta a la pregunta anterior, y, al mismo tiempo, estudiar su realización práctica, se emprendieron los experimentos que se describen más adelante.

Los resultados obtenidos hasta ahora muestran, por las razones que indicaremos posteriormente, que para lograr el acercamiento molecular serían necesarias presiones tan elevadas que en la práctica son difíciles de conseguir. No obstante, se han conseguido tan notables aumentos de resistencia, que ello nos induce a buscar las razones de estos favorables resultados, aunque se prescinda totalmente de la idea matriz.

Analicemos brevemente las causas que influyen en el aumento o disminución de resistencia de un hormigón.

El hormigón ideal está constituido de la siguiente forma: un conjunto de elementos del árido más grueso; puestos en contacto unos con otros; los huecos que dejan entre sí, se rellenan con árido del tamaño inferior, también en contacto mutuo; a su vez, quedan huecos que se rellenan con árido del tamaño siguiente, y así sucesivamente, hasta que los huecos menores se rellenan con granos de cemento. Agua, estrictamente la de combinación, compacidad la máxima, y poros absolutamente ninguno.

Naturalmente, en la práctica, es imposible lograr este hormigón ideal. Prescindamos de la granulometría defectuosa, ya bastante estudiada, y pasemos a analizar la influencia de la cantidad de agua.

El agua que se incorpora al hormigón durante el amasado produce efectos químicos, reaccionando con los componentes del cemento y efectos físicos, sirviendo de lubricante entre los granos de árido y el cemento, y facilitando, o casi mejor, permitiendo la puesta en obra del hormigón.

Para que los fenómenos químicos se verifiquen completamente, es necesaria una cierta cantidad de agua, y si ésta no se alcanza, quedarán granos de cemento sin fraguar y la resistencia disminuiría. Por el contra-

rio, al ser la dosificación de agua mayor que la necesaria para la reacción química, quedará parte sin combinar, y el exceso se elimina por evaporación al cabo de cierto tiempo; en su lugar quedan poros y huecos que perjudican notablemente la resistencia, resultando ésta tanto menor, cuanto mayor sea la dosificación de agua. Sin embargo, es frecuente obtener resultados más desfavorables al reducir la cantidad de agua, y es que un hormigón seco resulta poco trabajable, y, si no se toman precauciones especiales al ponerlo en obra, quedará con burbujas de aire y huecos mayores que los de evaporación.

Resulta, por tanto, que si se quiere obtener economía de cemento, aumentando la resistencia del hormigón fabricado, deberán buscarse dosificaciones bajas de agua y ejecutar la puesta en obra mediante algún procedimiento especial que puede ser el vibrado, la desaireación, o el que proponemos, de compresión. Con este último método se consigue el mayor aumento de resistencia y parece adecuado para la fabricación de piezas en taller.

Pasamos a reseñar las pruebas realizadas.

En los ensayos efectuados, intervienen tres factores que se hicieron variar entre límites muy amplios para estudiar sus influencias respectivas. Tales factores son la relación agua a cemento, la magnitud de la presión ejercida, en el tiempo en que se aplica.

RELACIÓN AGUA-CEMENTO

Se determinó mediante la sonda de Tetmayer, el agua normal, que resultó del 29 %.

Se hicieron cubos de pasta pura, con las dimensiones que señala la norma oficial para el ensayo a compresión, amasados con cantidades de agua variables, y sometidos todos a una compresión absoluta de 500 kilogramos/cm².

Con los valores medios de las cargas de rotura, se dibuja la curva que indica la resistencia en función de la relación agua cemento. Naturalmente, la forma de esta curva es análoga a la conocida ordinariamente, para probetas que no se han sometido a compresión, pero presenta las siguientes diferencias:

1.º El máximo se alcanza con una dosificación de agua menor que la ordinaria, lo cual nos dice que la retracción también habrá disminuido.

2.º La resistencia máxima es mucho mayor, casi doble a la obtenida sin compresión.

Si la presión se hace variar entre cero y 500 Kgs./cm², la curva tomará soluciones intermedias.

MAGNITUD DE LA PRESIÓN Y DURACIÓN DE LA MISMA

Los ensayos se hicieron con pasta pura y con mortero 1:3.

Previamente se determinó con la aguja de Vicat la curva de fraguado del cemento.

En esta curva se observan tres zonas particulares, que son: a) principio visible del fraguado; b) actividad máxima; c) fin visible del fraguado. Atendiendo a que cada zona representa una fase especial de la estructura del hormigón, se ha ensayado: 1.º Someter la probeta a compresión durante las 13 horas que dura el fraguado. 2.º Ejercer la compresión durante intervalos diferentes, y, en particular, durante los correspondientes a las tres fases indicadas anteriormente.

Los resultados parecen indicar que el efecto de la presión es tanto más eficaz cuanto más próxima al principio del fraguado comienza la presión, y, en particular, es casi nulo para una presión dada al final del fraguado.

El aumento de resistencia es casi independiente de la duración de la presión, y, en efecto, resultan próximamente iguales los efectos sobre dos probetas sometidas, la primera, a presión durante toda la duración del fraguado, y la segunda a la presión instantánea recién amasada.

Estas dos conclusiones parecen probar que no se ha logrado el deseado acercamiento molecular, ya que al aumento de resistencia se consigue lo mismo aunque desaparezca la presión, antes de lograrse la estabilidad definitiva, y sólo requiere que antes de empezar el fraguado se tenga en el hormigón la capacidad máxima, que, en definitiva, es la que determina el aumento de resistencia.

La magnitud de la presión se hizo variar entre cero y 500 Kgs./cm², y resultó que el aumento de resistencia es aproximadamente proporcional a la presión.

Mejor que consignar todos los datos que poseemos, me parece interesante (ya que en todos los casos, la resistencia de la compresión ha sido por lo menos un 50 % más elevada que lo normal) proponer al Congreso de Ingeniería que lleve este trabajo a la Junta de Investigaciones Científicas, para completar en ella los ensayos, ya, que, como es lógico, dispone de medios adecuados para ello.

ENSAYOS CON CEMENTO «ASLAND-VILLALUENGA». PROBETAS DE COMPRESION. ROTURA A LOS 28 DIAS

PASTA PURA

	Peso en gramos		Resistencia en Kgs/cm ²		Observaciones
	Empieza	Termina	Peso en gramos	Resistencia Kgs/cm ²	
Probetas ordinarias			722	570	Media 10 ensayos
			719	563	Media 10 ensayos
			723	572	Media 10 ensayos
Probeta sometida a presión de 500 Kgs/cm ² .	0 horas	1 hora	932	956	Media 10 ensayos
	5 horas	6 horas	902	925	Media 10 ensayos
	8 horas	9 horas	896	878	Media 10 ensayos

MORTERO 1 : 3

	Duración de la presión en las horas de fraguado		Resistencia en Kgs/cm ²	Peso en gramos	Observaciones
	Empieza	Termina			
Probeta ordinaria.....				805	Media de 10 ensayos
				822	Media de 10 ensayos
Probeta sometida a presión de 500 Kgs/cm ² .	0 horas	1 hora	397	838	Media de 10 ensayos
	5 horas	6 horas	355	828	Media de 10 ensayos
	8 horas	9 horas	345	824	Media de 10 ensayos

Madrid, mayo de 1950.

N.º 283. - Avenamiento de aeropuertos

Autor: D. FRANCISCO LÓPEZ PEDRAZA

Ingeniero Aeronáutico

MEDIOS PARA EVITAR LAS EROSIONES EN EL CAMPO

La experiencia enseña que, en el desarrollo de los sistemas de avenamiento de los aeropuertos —por mucho que se haya estudiado la cantidad calculada de caudales máximos que precisa evacuar— un plan equivocado o la construcción inadecuada de las instalaciones, pueden hacer ineficaz el sistema total del avenamiento y hasta peligrosas las operaciones de los aparatos en el campo. Por esto, es necesario recalcar la necesidad de emplear los principios básicos de evacuaciones de aguas en todas las obras de avenamiento en los aeropuertos. En un proyecto bien concebido hay que poner especial cuidado en el conocimiento exacto de los terrenos, para establecer condiciones de construcción de obras hidráulicas apropiadas. Un desagüe satisfactorio se obtiene únicamente cuando se aprecian bien estos factores y existe una buena coordinación entre los ingenieros autores del proyecto y los ingenieros directores de la obra.

Los sistemas de desagüe han producido frecuentes daños originados por las corrientes superficiales, no solamente en los mismos aeropuertos, sino también en zonas limítrofes dedicadas a cultivos.

Las primeras obras que se deben tener en cuenta para evitar estos desperfectos son la construcción de muros de cabeza, que tienen por misión sujetar la extremidad de las tuberías e impedir su movimiento originado por presiones laterales; impedir la erosión del suelo resultante de las velocidades excesivas y de las turbulencias de la corriente, e impedir al suelo adyacente de las zonas laterales desmenuzarse y caer en el canal de evacuación de aguas.

Los muros de cabeza se construyen normalmente de hormigón, hormigón armado o mampostería y son corrientemente muros rectos y muros con aletas, según las condiciones locales. Es imposible dar normas fijas sobre los proyectos, porque las condiciones varían, pero especificaremos sus características más destacadas.

La estabilidad estructural debe ser adecuada para resistir los empujes de tierras y las presiones hidrostáticas.

Es esencial dar a los muros dimensiones adecuadas para que no puedan ocurrir interrupciones totales o parciales del desagüe por derrumbamiento de tierras.

Hay que decidir en cada caso, si esto se logra mejor con un muro recto o con un muro de aletas. Para

disminuir los derrumbamientos se recomienda que la entrada en las tuberías de agua de las aéreas adyacentes al muro de cabeza, no se sitúen en lugares donde originen acumulación de aguas en las proximidades del muro de cabeza. Un ejemplo típico de la erosión resultante por esta causa se ve en la figura 1. El re-

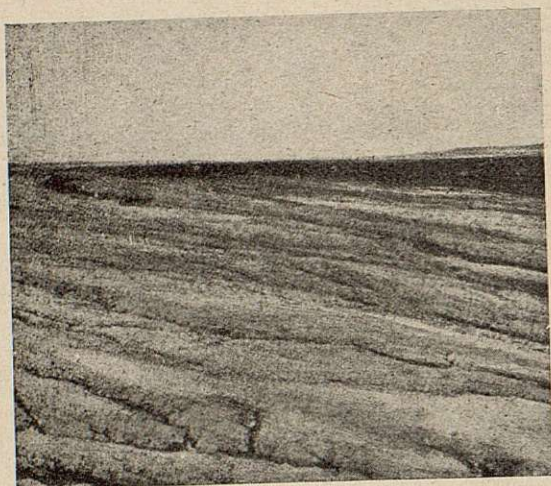


Fig. 1

medio preventivo recomendado para los fallos de este tipo es la construcción de una berma detrás del muro de cabeza para interceptar la entrada de aguas locales y dirigirla hacia la salida protegida, tales como los imbornales que conducen el agua al canal de evacuación. El uso apropiado de topes sólidos proporciona en muchos casos protección adecuada de los muros de cabeza.

La necesidad de depósitos de decantación depende, en gran parte, de las características del suelo del canal, en que continúan las aguas a su salida de las tuberías, de las velocidades máximas y de la turbulencia que puede tener la corriente antes de su salida del tubo. El tipo del suelo indicará las velocidades máximas admisibles, que deben ser normalmente las siguientes:

Arena sin cohesión	...	0,25 a 0,50	m/seg.
Arenas compactas	...	0,50 a 0,75	»
Aluviones	...	0,75 a 0,90	»
Arcillas	...	0,90 a 1,50	»
Terreno con vegetación	...	1,80	»

Si las velocidades son excesivas, hay que construir depósitos de decantación de forma adecuada para reducir las velocidades a valores admisibles. La cons-

trucción de mamparas disminuye también las posibilidades de socavación en los canales. Muchos fallos de los muros de cabeza han ocurrido como resultado de un estudio insuficiente de la altura relativa del depósito de decantación y del canal de salida. Hay que tener especial cuidado en la selección de la altura del depósito de decantación para asegurar una profundidad suficiente de agua, con objeto de impedir erosiones en su interior.

CÁMARAS DE CAÍDA

También se emplean cámaras de caída y diques de contención para impedir la erosión de los canales por velocidades excesivas y para evitar los cambios bruscos en la pendiente del canal por medio de saltos. Una obra tipo de cámara de caída aparece en la figura 2.

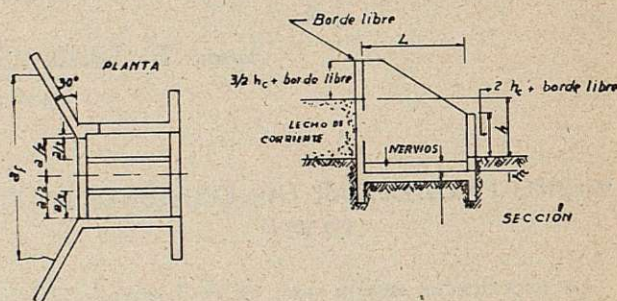


Fig. 2

El dique de contención es una modificación de la cámara de caída de defensa, usado como medida de prevención contra la erosión en los canales de tamaño pequeño. Se construyen para corrientes de agua de poca altura y pueden tener, sin peligro alguno, un zameado menos complicado.

Las siguientes normas para proyectar las obras están basadas únicamente en consideraciones hidráulicas, y hay que tomarlas como criterios mínimos susceptibles de aumento cuando estén basados en otras condiciones, tales como necesidades estructurales.

La notación usada en el proyecto de las obras es la siguiente:

- A_v — Anchura de vertedero
- A_f — Anchura del fondo del canal de entrada
- C_l — Coeficiente de longitud del zameado — $\frac{L}{h h_c}$
- h_s — Profundidad de la corriente en el canal
- h_o — Altura máxima de la vena de agua sobre el vertedero
- h — Altura del salto en la obra.

- h_t — Altura del borde inferior sobre el fondo del zameado
 h_b — Altura de los nervios longitudinales sobre el fondo del zameado
 L — Longitud del zameado
 Q — Caudal de agua
 t — Espesor del muro de aguas arriba de la obra.

Para obtener la relación entre las diferentes dimen-

siones, proponemos el empleo de la figura 3, de satisfactorios resultados en la práctica.

Para disminuir la erosión en el canal de entrada, la longitud del muro debe adaptarse para mantener un nivel de altura en el vertedero igual a la profundidad de la corriente dentro del canal.

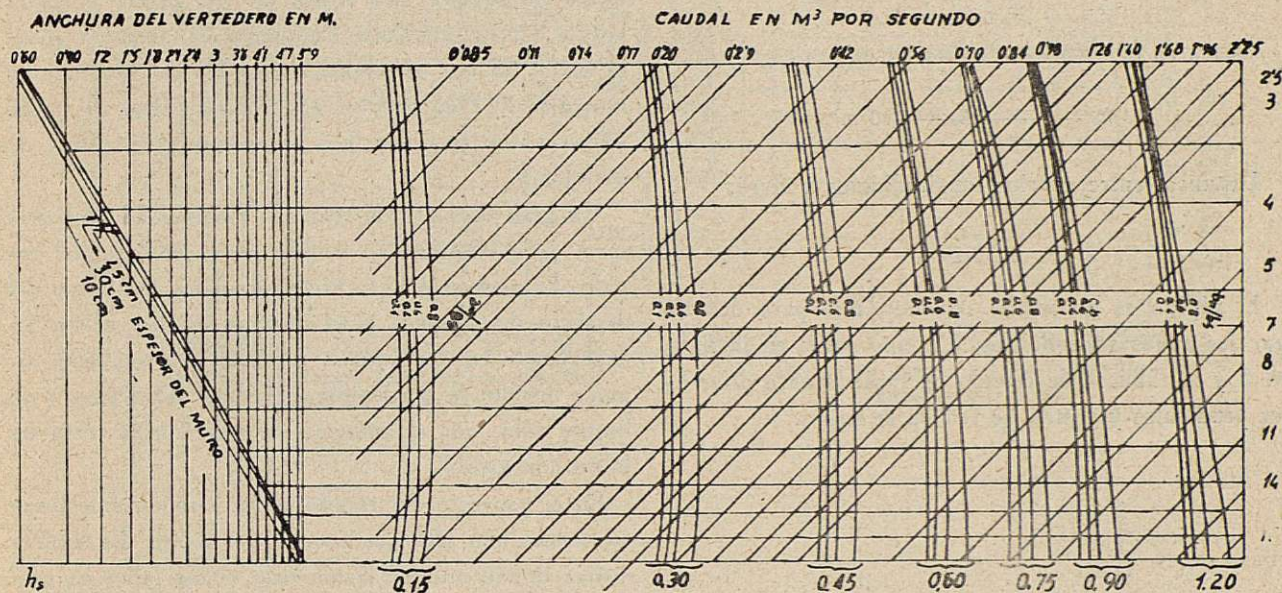


Fig. 3

Las características predominantes de zameado se determinan por los criterios siguientes:

$$h_c = \left(\frac{Q}{3.15 a_v} \right)^{2/3} \quad h = \left(\frac{Q}{3.16 a_v} \right)^{2/3}$$

$L = C_L h h_c$, donde C_L se obtiene de la figura 4 en función de $h/h_c = 1$.

$$\begin{aligned} h_b &= 1/2 h. \\ h_t &= 3/8 h. \end{aligned}$$

El uso de las ecuaciones siguientes se aclara en el ejemplo expuesto a continuación:

Proyectar una cámara de caída para una descarga de 1 m³ por segundo y un salto de 1,2. El canal donde se hace la obra tiene un fondo de 0,60 m. de anchura, unos taludes laterales de 4 a 1 y una profundidad de corriente de 0,60 m. La velocidad máxima admisible es de 0,60 m. por segundo.

Con una profundidad en el canal de 0,60 pies y A_v/A_s de 0,8 se entra, en la figura 3, con una altura

de agua $h_s=0,60$ m. y una supuesta $A_v/A_s=0,8$ m. Desde la intersección de $A_v/A_s=0,8$ y $Q=1$ m³ por segundo se sigue la línea horizontal hasta la intersección con $t=30$ m. de ahí, verticalmente se lee $A_v=1$ metros.

La altura de la vena de agua sobre el vertedero:

$$h_c = \left(\frac{Q}{3.15 A_v} \right)^{2/3} = \left(\frac{1}{3.16 \times 1} \right)^{2/3} = 0,225$$

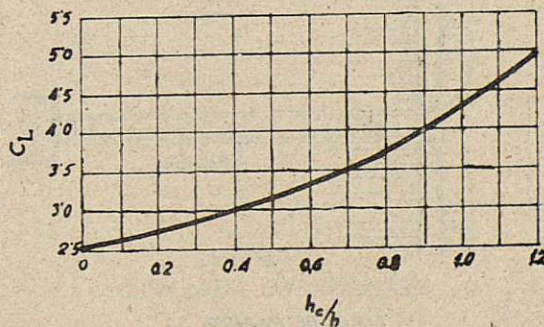


Fig. 4

La longitud del zampeado se obtiene de la figura 4 y para valor de

$$h_c/h = \frac{0,445}{1} - 0,37, C_L - 3, y, L = C_L h h_c = 1,40$$

Altura del borde inferior sobre el fondo del zampeado.

$$h_t = \frac{1}{2} h = 0,11 m^3$$

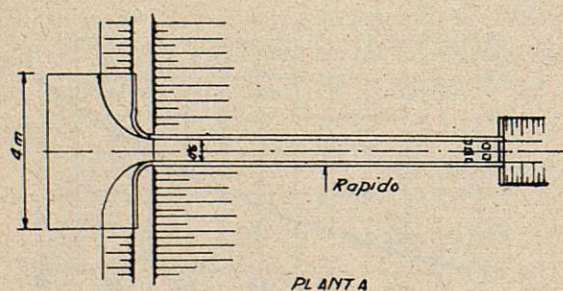
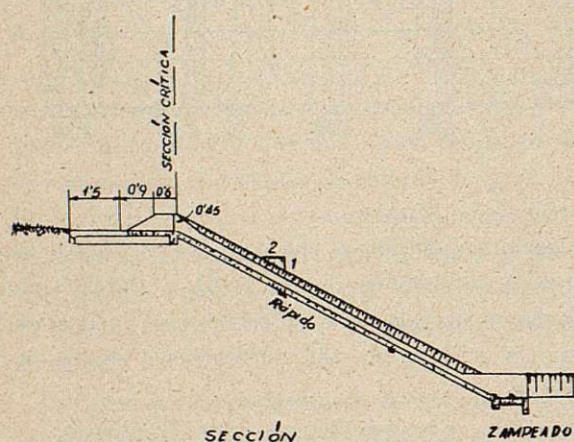
Altura de nervios longitudinales.

$$h_b = \frac{3}{8} h_c = 0,10 m^3$$

Distancia entre nervios longitudinales a $A_v/3$.

RÁPIDOS

El rápido es un medio recomendable para descargar las aguas superficiales. Un tipo se ve en la figura 5 y los ábacos de cálculo de rápidos para diferentes pendientes y gastos, se ven en la figura.



TIPO DE RÁPIDO

Fig. 5

Esta obra está clasificada como un obstáculo en el campo, por lo que no debe ser construida a menos de 200 m. de los centros de las pistas de despeje. No hay instrucciones sobre su empleo en las proximidades de las pistas de rodadura y de las zonas de estacionamiento.

La berma en el borde debe tener bastante altura para impedir los desbordamientos por caudales excesivos. Se sugiere una altura de vez a una y media vez la altura corriente. Llamamos la atención sobre el hecho de que el césped, sobre bermas con taludes mayores de 1 en vertical a 4 en horizontal no puede ser cortado por máquinas segadoras y es difícil de mantener.

Un gran depósito de remanso pavimentado es necesario para eliminar la erosión en la entrada del rápido. Es necesario un murete alrededor del borde del depósito de remanso para impedir la socavación. La experiencia enseña que un depósito sin pendiente alguna disminuye la erosión del suelo adyacente y se limpia solo, por el aumento de velocidades cerca de la sección crítica.

En el proyecto del rápido es muy importante tener en cuenta una altura adecuada del borde. La sección crítica donde ocurren la mayoría de los fallos ha sido comprobado que se encuentra donde el rápido entra en la berma. Se sugiere una altura del borde de una vez a vez y media la profundidad corriente, con una altura mínima de 10 cms.

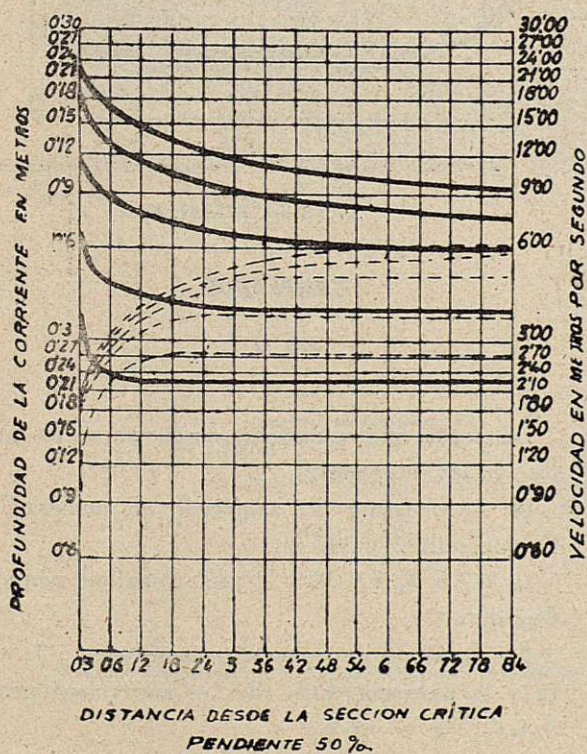
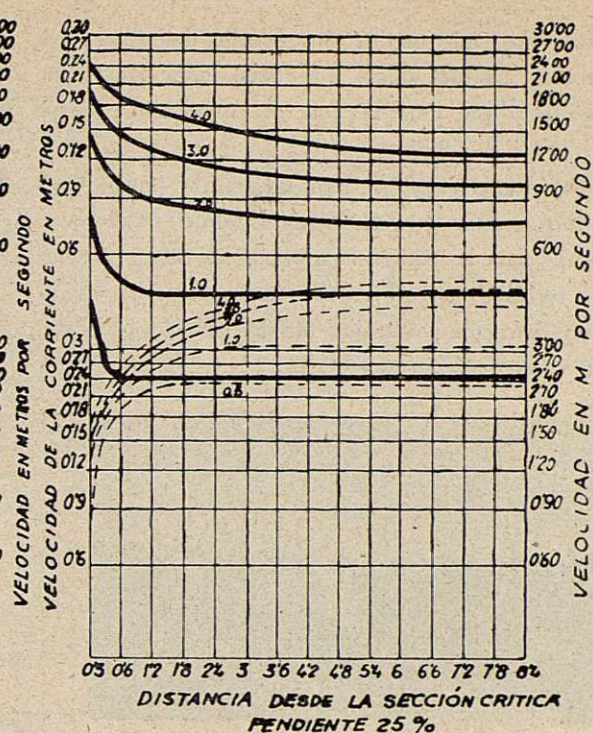
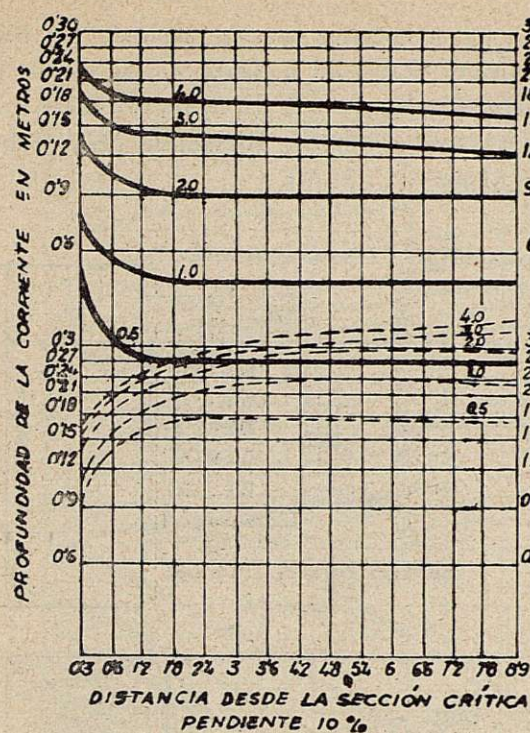
Las pequeñas irregularidades de detalle de construcción resultan a menudo como grandes obstáculos de la corriente y pueden causar hasta el desbordamiento y la rotura de la obra.

Debe ponerse el máximo cuidado en asegurar una superficie lisa y uniforme del hormigón.

Un zampeado adecuado debe situarse en el funal del rápido para romper la fuerza excesiva de la corriente e impedir la erosión nociva.

ZAMPEADOS

Zampeados adecuados deben construirse en la salida de los desaües donde tiene lugar una corriente crítica o supercrítica, con objeto de amortiguar la energía excesiva y proteger de la erosión el canal de salida. La energía se amortigua normalmente, con la construcción de un salto dentro de los límites del



— Profundidades.
 --- Velocidades.

Cálculo de rápidos.

Fig. 6

zampeado. Hay que dedicar un estudio detenido a la construcción de esta obra, que debe tener una profundidad tal, que cumpla con las máximas necesidades.

Muchos desperfectos se han producido porque no se estudiaron estas características a fondo, con el resultado de que la rotura ocurre aguas abajo de la obra, y termina por socavar la estructura del canal de salida. Un ejemplo típico de desperfectos de esta clase se ve en las figuras 7 y 8.

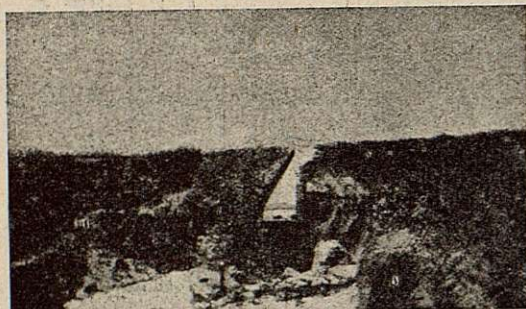


Fig. 7

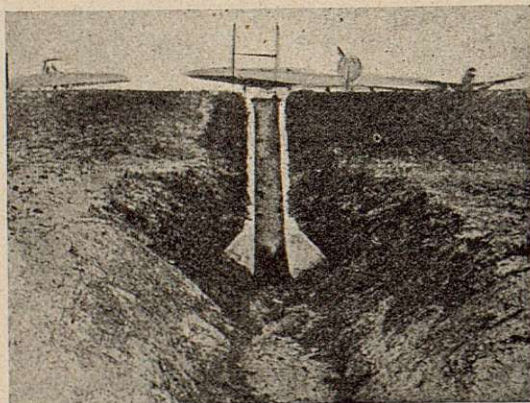
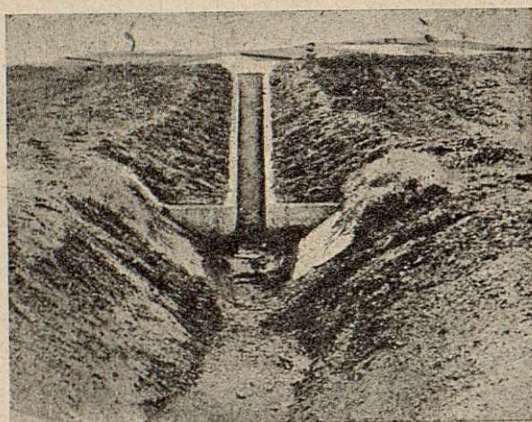
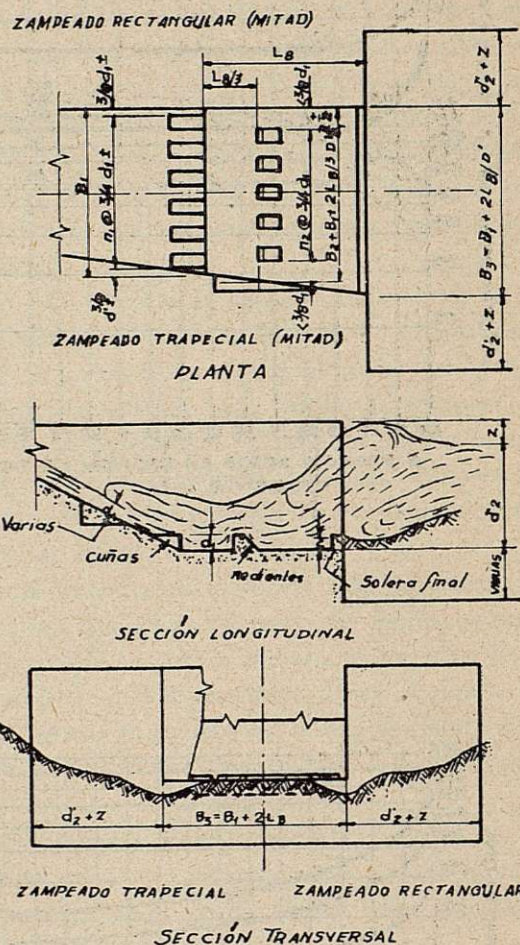


Fig. 8

En los aeropuertos ha sido empleado con bastante buen éxito el tipo de la figura 9, y su cálculo puede efectuarse por medio de la figura 10, dada a conocer por los Laboratorios Hidráulicos de los Saltos de San Antonio (U. S. A.).



ZAMPEADOS

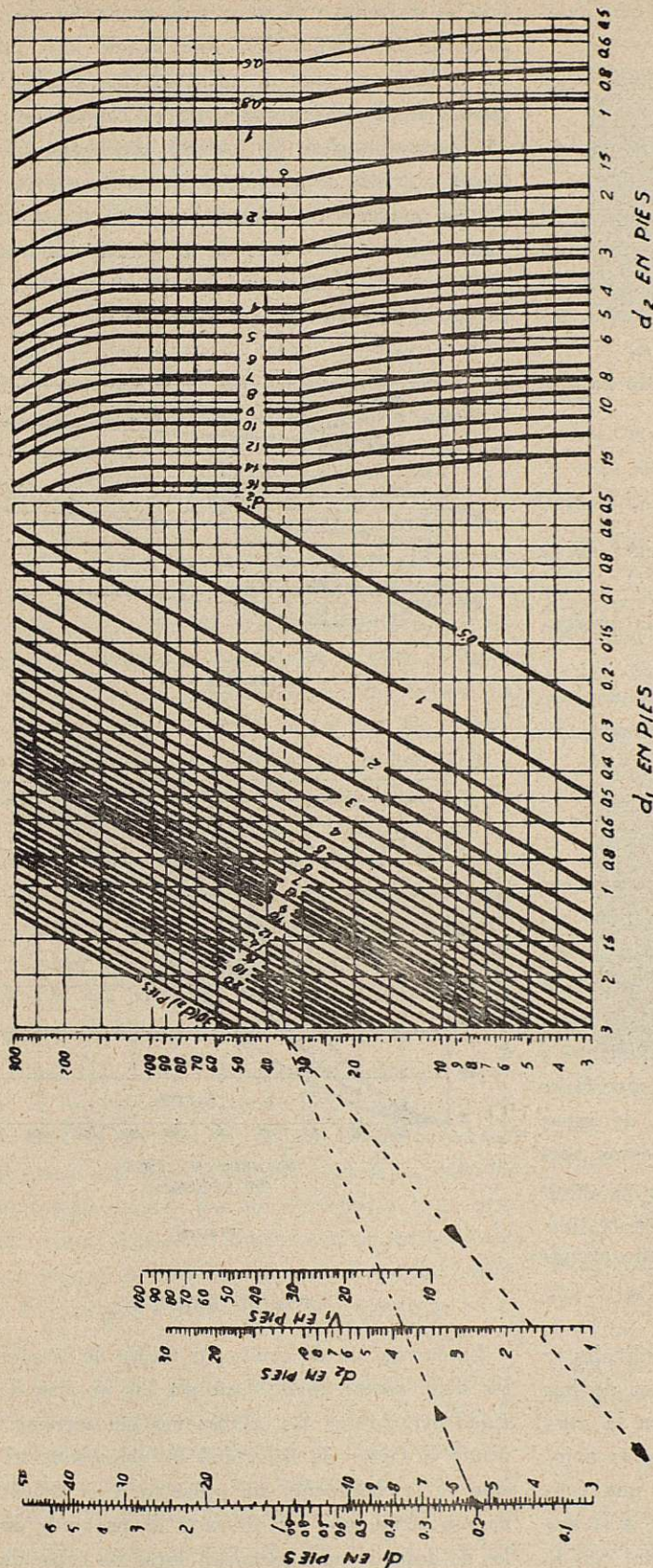
FIG. 9

Las reglas que se tuvieron en cuenta en los proyectos son las siguientes:

a) La longitud del zampeado en numeración de Froude entre 3 y 300 es:

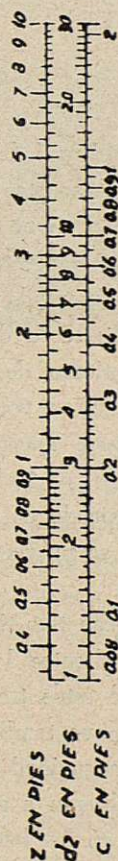
$L_b \rightarrow 4,5 d_2 / F.^\circ$ 38-3.0 pies (longitud mínima del depósito).

b) La altura de cuñas y redientes es d_1 ; la anchura y la distancia entre ellos es aproximadamente de $3/4 d_1$.



ECUACIONES

- (1) $F = \frac{V^2}{9d_1}$
- (2) $d_2 = \frac{d_1}{2} (-1 + \sqrt{8F + 1})$
- (3a) $F = 3 \text{ a } 30 \quad d_2' = (1.10 - F/120) d_2$
- (3b) $F = 30 \text{ a } 120 \quad d_2' = 0.85 d_2$
- (3c) $F = 120 \text{ a } 300 \quad d_2' = (1.00 - F/800) d_2$
- (4) $L_B = \frac{45d_2}{F^{0.38}}$
- (5) $Z = d_2/3$
- (6) $C = 0.07 d_2$



CÁLCULO DE ZAMPEADOS

FIG-10

c) Las cuñas tienen que estar distanciadas simétricamente a la línea central del zameado.

d) La distancia desde el final de las cuñas a los redientes debe ser $L_B/3$

e) Ningún rediente debe acercarse a la pared más de $3/8 d_1$.

f) Los redientes deben colocarse aguas abajo de las aberturas entre las cuñas y ocupar entre 40 y 55 por 100 de la anchura del zameado en el sitio de los redientes.

g) La altura de la solera final es $C-0,07 d_2$.

h) La profundidad del suelo del zameado bajo el agua en zona de salida será: Para

$$F - 3 \text{ a } 30, d_2 - (1.10 \cdot F/120) d_2$$

$$F - 30 \text{ a } 120, d_2 - 0.85 d_2$$

$$F - 120 \text{ a } 300, d_2 - (1.00 \cdot F/800) d_2$$

i) La altura del muro lateral por encima de la altura máxima del agua en la salida es $Z-d_2/3$.

j) Son necesarios una mampara de una profundidad razonable y muros laterales.

k) Se pueden modificar algo las dimensiones obtenidas con las reglas y fórmulas citadas sin perjudicar la eficacia de la obra.

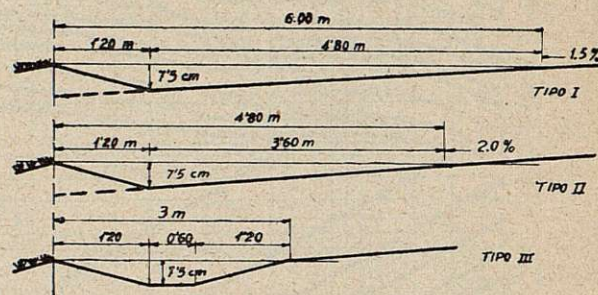
BADENES

El uso de badenes de poca profundidad, pavimentados, en líneas paralelas y adyacentes a las zonas pavimentadas de los aeropuertos, es necesario a menudo para proporcionar salida completa de las aguas superficiales de las áreas pavimentadas, para proteger los suelos de fáciles erosiones cerca del pavimento y para impedir el reblandecimiento de las superficies de césped ocasionado por el gran volumen de aguas superficiales que afluyen desde los pavimentos cercanos. El sistema de desagües por badenes, así como el sistema de acometidas, depende del grado de protección que se desee y de si se proyecta como avenamiento principal o auxiliar.

En la figura 11 se especifican tres tipos.

La relación entre las pendientes longitudinales y la capacidad de descarga de estos tres tipos de badenes cuando están llenos se ve también en la misma figura. Necesidades de seguridad para los aviones en movimiento rápido obligan a exigir una pendiente longitudinal continua en los badenes, a la que sigue muy de cerca la pendiente de la pista, con lo

que se disminuye el peligro de encharcar las acometidas de evacuación. Por este motivo hay que tener un cuidado especial de construir las acometidas capaces de absorber totalmente el caudal del badén. En las secciones de los badenes anteriores, las condiciones críticas de corrientes se producen para pendientes mayores de un 0,6 por 100, y, en tales circunstancias, se recomienda construir imbornales de acometida de anchura casi igual a la totalidad del ancho de la corriente en el badén.



BADENES TIPOS

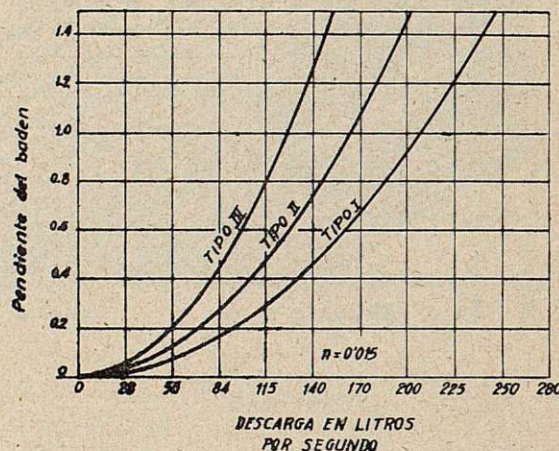


FIG-11

CANALES ABIERTOS

La evacuación de aguas por medio de canales abiertos debe usarse cuando cumpla las normas de seguridad exigidas en las operaciones del aeropuerto. Depende el factor de seguridad no solamente del gasto, sino de la concepción del proyecto. Una atención cuidadosa tiene que ser aplicada al proyecto de canales de desagüe para asegurar obras de capacidad ade-

cuada, y libres y de entretenimiento costoso, que depende de la erosión, del derrumbamiento de taludes y de otros factores semejantes.

Las características hidráulicas del canal pueden ser estudiadas empleando una de las muchas fórmulas utilizadas para el cálculo de canales abiertos, tales como la de Manning. Los coeficientes de retardo en los canales revestidos de tepes y la profundidad y velocidad de la corriente pueden ser calculados por los medios normales de avenamientos. La velocidad máxima en los canales revestidos de tepes, no debe exceder de 180 m. por segundo. En las regiones donde las aguas del aeropuerto tienen en suspensión cantidad de lodo apreciable, hay que tener cuidado especialmente para asegurar la velocidad.

La sección transversal del canal la deciden otros factores fuera de los elementos hidráulicos. Dentro de las aéreas de operaciones, la sección adoptada debe ajustarse a los criterios de pendientes de aeropuertos. Los métodos propuestos de entretenimiento influyen en la selección de las inclinaciones de los taludes de los canales revestidos de tepes, en los que no se pueden usar las máquinas segadoras con pendientes mayores de 4:1 y para segar a mano son necesarios taludes de 2:1. Las inclinaciones de taludes adoptadas tampoco deben exceder del talud natural de tierras saturadas de aguas. Además, hay que hacer el estudio de otros factores que podrían influir en la estabilidad de los taludes, tales como corrientes excesivas de agua y erosión en los lados del canal, causada por la entrada de las aguas de superficie.

Los canales de tierra necesitan normalmente algún tipo de revestimiento, tal como puede obtenerse por el desarrollo de un tipo de césped fuerte. En suelos muy propensos a la erosión son necesarios métodos especiales para asentar pronto el césped y para proporcionar una protección suplementaria extendiendo capas de paja o de hojas secas u otros métodos semejantes. Un ejemplo de canal bien proyectado se ve en la figura 12.

Un cambio brusco en la corriente del canal produce turbulencias que originan pérdidas excesivas de nivel, erosiones y la acumulación de lodo. Tales condiciones pueden darse en los tránsitos del canal, en los enlaces, las salidas de tuberías de desagüe y en los sitios de curvas exageradas, por lo que conviene

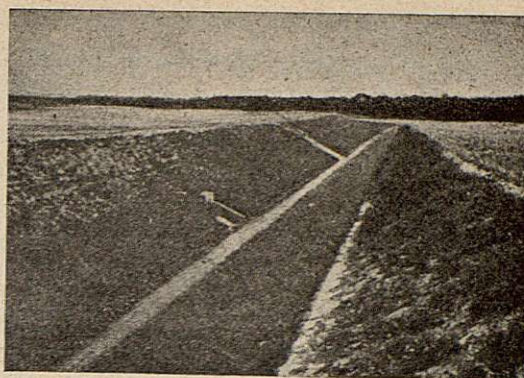


Fig. 12

prestar singular atención en el proyecto de las obras a estos sitios. Ejemplos típicos de construcción recomendables se ven en la figura 13.

La entrada de aguas no regulables de superficies adyacentes a los canales abiertos, ha sido la causa de muchos fallos y necesita un estudio detenido del proyecto del sistema de desagüe superficial. Este tipo de entrada de aguas locales es muy pernicioso donde las

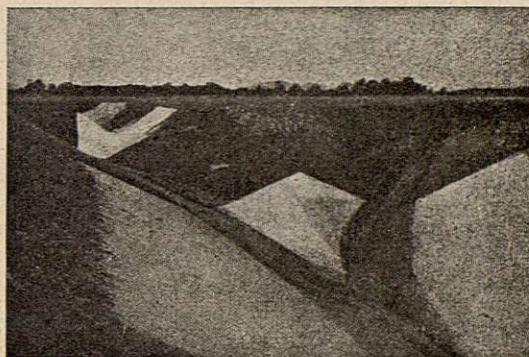


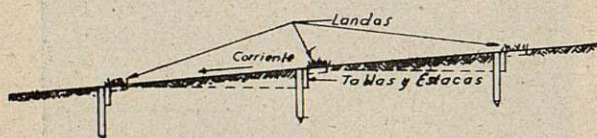
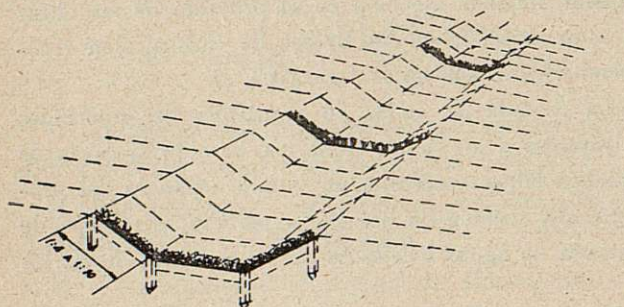
Fig. 13

aguas de superficie se acumulan con motivo de las irregularidades del terreno y resulta una erosión excesiva en los lados del canal. La experiencia indica que es necesario construir una berma en el borde superior del canal, para impedir la entrada de aguas en todos los sitios, a excepción de ciertos puntos determinados donde se sitúa una acometida bien protegida contra la erosión.

DIQUES PARA EVITAR LA EROSIÓN

La erosión es un problema difícil que surge con frecuencia en las zanjas de poca profundidad, especial-

mente antes del establecimiento de una capa fuerte de césped. En muchos casos, si no se toman medidas adecuadas, la erosión puede llegar a ser bastante rápida para imposibilitar el establecimiento del césped y dará lugar a la formación de socavaciones por las aguas. El uso de tepes y de diques de madera contra la erosión ha sido muy útil en tales casos. Un diseño típico de revestimiento se ve en la figura 14. El uso de diques de erosión en la estabilización de pendientes en rellenos de aeropuertos se ve en la fig. 15. Las características que se precisa tener en cuenta son las siguientes:



Diques de Erosión

FIG-14

La diferencia de nivel entre los diques debe ser de 15 cms., y nunca mayor de 30 cms.

La profundidad de las tablas del dique no debe ser menor que la diferencia de altura entre los diques para impedir que se socaven.

Debe tenerse cuidado especial en nivelar bien las tablas centrales para impedir una distribución desigual de aguas en las corrientes. Unos fuertes tepes de no menos de 30 cms. de anchura y con un mínimo de 7 cms. de profundidad, deben colocarse aguas arriba de la tabla, bien apisonados. La tierra debe estar consolidada, bien alrededor de los bordes de los tepes.

Las tablas laterales deben extenderse hasta la parte alta de taludes del canal.

MALECONES

La disminución de la erosión en superficies que no se empleen para circulación de aviones puede efectuarse a menudo con malecones en unión de un



Fig. 15

buen revestimiento de tepes. Estas obras consisten en establecer unos muros de tierras de dirección tal, que intercepten la corriente superficial antes de llegar a una gran fuerza erosiva y de conducirla a un punto apropiado de descarga. Una sección típica de un malecón se ve en la figura 16. Las inclinaciones

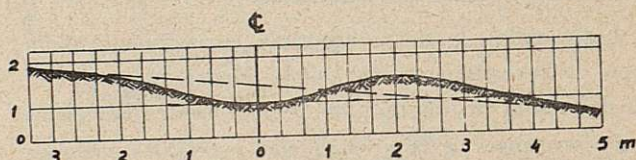


FIG-16

deben ser bastante suaves para facilitar la operación de segar la hierba con máquinas o el movimiento de cualquiera otra circulación.

La distancia vertical entre estas obras varía según el carácter erosivo del suelo y según las pendientes del mismo. Distancias medias se indican en la misma

figura. Las pendientes del canal por el lado superior del malecón tienen que ser elegidas para impedir la erosión y permitir al mismo tiempo un desagüe eficaz. Los valores sugeridos para las inclinaciones del canal se indican en la figura 16. Las lon-

gitudes de los malecones mayores de 500 metros no son recomendables. Hay que cultivar con esmero un césped fuerte en los taludes y dentro del canal.

Mayo de 1950.

Agotados los temas incluidos en el orden del día, se levanta la sesión a las ocho de la noche.

SECCIÓN 3.^a

SECTION 3

II CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA

(28 de mayo a 3 de junio de 1950)

ACTA DE LA SESIÓN CELEBRADA EL DÍA 30 DE MAYO DE 1950

A las diez y media de la mañana se constituye la Mesa, con los Sres. D. Enríque Becerril A. Miralles, Ingeniero de Caminos, que ocupa la Presidencia, en sustitución del titular, D. José Luis Gómez Navarro, y actuando de Secretario D. José Antonio Vicens Gómez Tortosa, Ingeniero Agrónomo.

Al iniciarse la sesión, el Presidente en funciones lee una carta del titular, en la que éste expresa que, por razones de salud, no puede asistir a la sesión. La Mesa lamenta verse privada del honor de ser presidida por tan ilustre ingeniero, y se acuerda por unanimidad hacer constar el deseo de su restablecimiento y asistencia a la próxima reunión que se celebre.

A continuación, y por no encontrarse presente los respectivos autores, se da lectura a los resúmenes de los trabajos siguientes, núms. 35, 100, 101, 183, 184, 227, 267, 268 y 261:

N.º 35. - Defensas elásticas de lechos blandos

Autor: D. LUIS SIERRA PIQUERAS

Ingeniero de Caminos

En los cauces de caudal fluente muy variable, cuando el lecho está formado por materiales fácilmente arrastrables, el problema de cimentar las obras de fábrica económicamente, se plantea en la manera de defender el lecho de las socavaciones que producen las riadas, ya que fácilmente se consigue el repartir las cargas sobre el terreno y que lo que es preciso es evitar las socavaciones.

El procedimiento clásico que antes se utilizaba para defender un lecho blando consistía en construir un zampeado de fábrica que, revistiendo el lecho, lo pro-

tege de las socavaciones. Este procedimiento tiene un inconveniente grave, porque las socavaciones pueden producirse por debajo del zampeado y, al faltarle apoyo a la fábrica rígida, se destroza y es arrastrada por las aguas quedando el lecho sin protección. Después detallaremos un caso de una obra antigua en el que una protección de este estilo pudo ser causa de la ruina de la obra.

Más recientemente se vienen utilizando defensas elásticas que se pliegan en cualquier socavación del terreno y evitan el que la socavación continúe. Estas

defensas se forman con gaviones metálicos. El empleo de los gaviones metálicos tiene en la actualidad el inconveniente circunstancial de la dificultad de conseguir el alambre para hacerlos, y el de que, en algún caso, como el que luego detallaremos de gaviones contruídos hace unos treinta años, la rotura de los alambres durante una riada produjo la desaparición de la defensa.

Las defensas que preconizamos y que venimos empleando de manera sistemática son las de escollera artificial, que tiene elasticidad suficiente para adaptarse a cualquier deformación del terreno y que pueda fabricarse con bloques del peso necesario para no ser arrastrados, resuelve las dificultades antes enunciadas y no representa ninguna originalidad. La forma sistemática y económica de empleo a la que hemos llegado, es la que justifica este trabajo.

Formamos la escollera con bloques de hormigón de $0,70 \times 0,80 \times 0,80$ m., cuyo peso se aproxima a una tonelada.

El hormigón empleado es de 150 Kgs. de cemento por metro cúbico de hormigón en el que se introducen un 30 por 100 de piedra gruesa.

La ejecución de la escollera se hace por capas de un bloque de altura, la capa se hace por hiladas con un molde corrido para la hilada como el que se indica en la fotografía 1.^a Dentro de la hilada se hor-

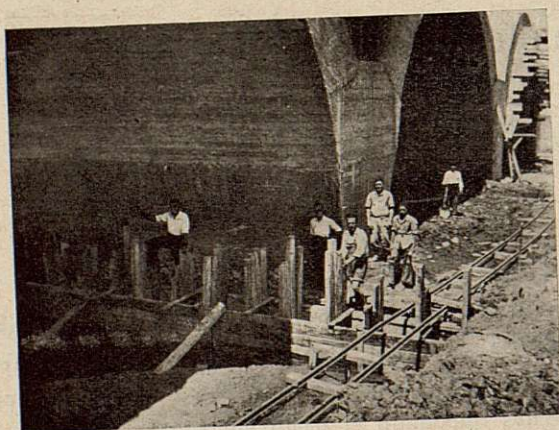


Foto 1

migonan los bloques alternativamente como vemos en la fotografía 2.^a, y entre cada dos bloques, dos hiladas o dos capas, se hace un tendido de dos centímetros de yeso. De esta forma, cuando se produce cual-

quier socavación, los bloques se despegan por la capa de yeso y tienen la suficiente elasticidad para adaptarse a la nueva situación, sin que los bloques puedan ser arrastrados, gracias a su peso.



Foto 2

Esta forma de organizar las obras resulta muy económica y práctica.

En el momento actual estamos haciendo aplicación de una defensa de escollera artificial concertada, en la que se demuestra la forma de funcionar que hemos aplicado.

Cuando en septiembre de 1947 se produjo la explosión del polvorín de Alcalá de Henares, teníamos en construcción un puente sobre el río Henares, en la carretera comarcal de Loeches a Alcalá, y el estado de la obra era el que se indica en la fotografía 3.^a, con los apoyos ya cimentados. En la misma fotografía se ve el cráter que se produjo en el cerro inme-

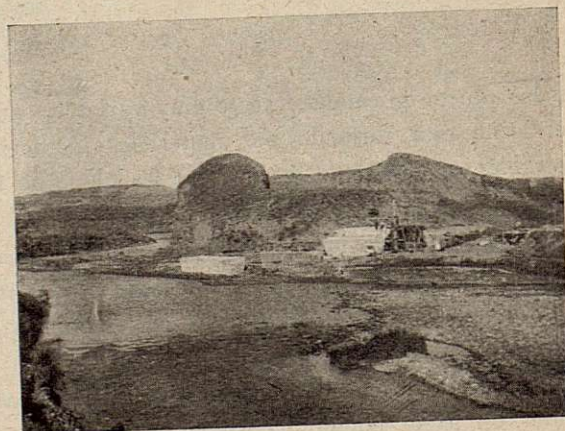


Foto 3

diato al puente, del que fueron lanzados sobre el río más de 700.000 metros cúbicos de tierra.

Como el lecho del río está formado por arenas y arcillas mezcladas, la gran acumulación de tierras en la margen izquierda dió lugar, en la primera riada, a una socavación en la margen derecha que se aprecia en la fotografía 4.^a, y también nos produjo una socavación de más de metro y medio junto al estribo de esta margen y de menor importancia en las otras pilas. Como la cimentación está hecha sobre pilotes fué preciso defender el lecho de futuras socavaciones, y en el verano de 1948 se dió comienzo a la construcción de las defensas de escollera artificial concertada, con bloques de hormigón de las características citadas, y cuya fabricación apreciamos en las fotografías 1.^a y 2.^a Se dió comienzo a la construcción

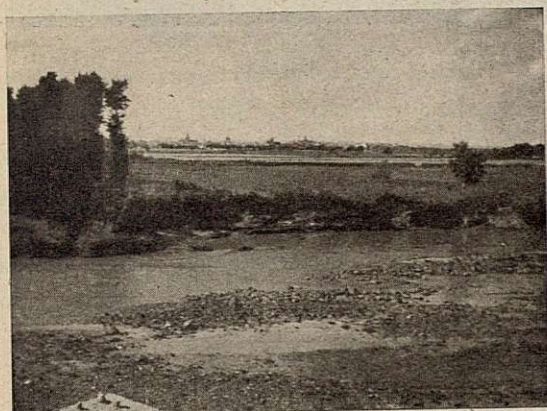


Foto 4

de las defensas, contorneando el estribo y las pilas con las hiladas de bloques; pero una fuerte tormenta que produjo rápida crecida del río antes de tener unidas las defensas de dos de los apoyos contiguos y por el canal de unos siete metros de ancho que quedaba entre las líneas de defensa, estuvo corriendo el agua. Durante el invierno no se pudo trabajar en las defensas, y, al llegar este verano, encontramos que en el estrecho canal, entre las defensas, se habían producido socavaciones, pero que las defensas, jugando su perfecta elasticidad, despegaron unos bloques de otros y se adaptaron al terreno evitando la marcha de las socavaciones hacia los apoyos. En los tramos donde las defensas estaban terminadas no se ha producido alteración ninguna. En las fotografías 5.^a y 6.^a

vemos cómo las defensas se han adaptado al terreno, despegando los bloques en el tramo en que no estaban terminadas, y en la fotografía 7.^a, que se refiere al estado actual de la obra, vemos la cimbra del



Foto 5

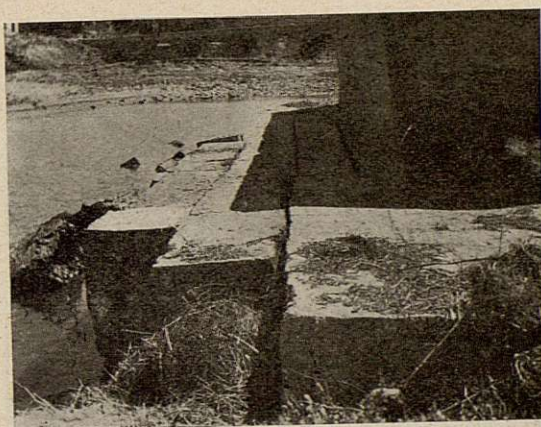


Foto 6

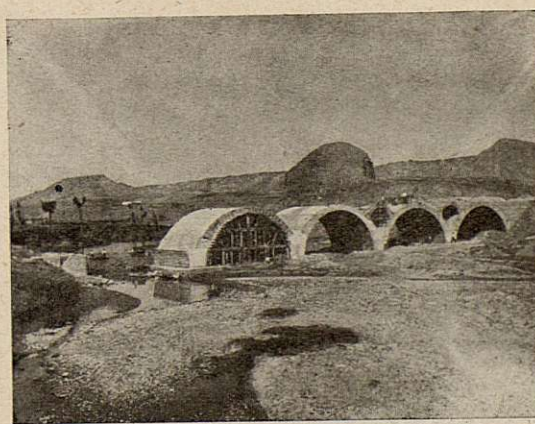


Foto 7

arco montada sobre las defensas terminadas de ese tramo que no tuvieron alteración ninguna.

Otras de las aplicaciones típicas de esta clase de defensas la hemos hecho para un grupo de pontones

de la carretera comarcal de Guadalajara a Torrelaguna sobre la rambla de Las Galgas.

La rambla de Las Galgas pasa de no tener corriente superficial, a tener en pocas horas más de 400 metros cúbicos por segundo.

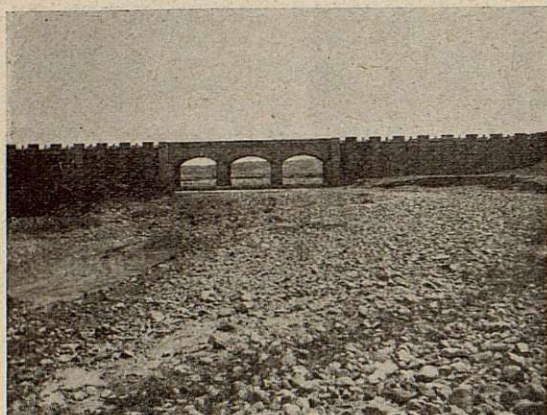


Foto 8

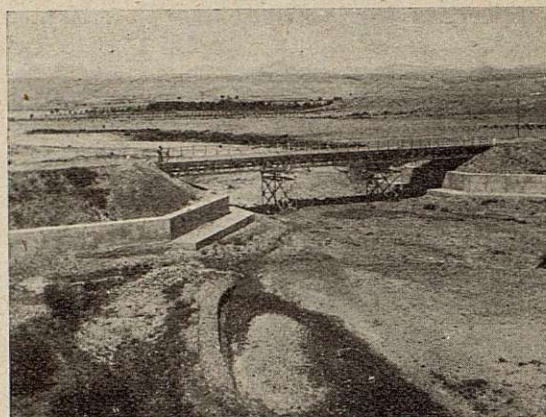


Foto 11

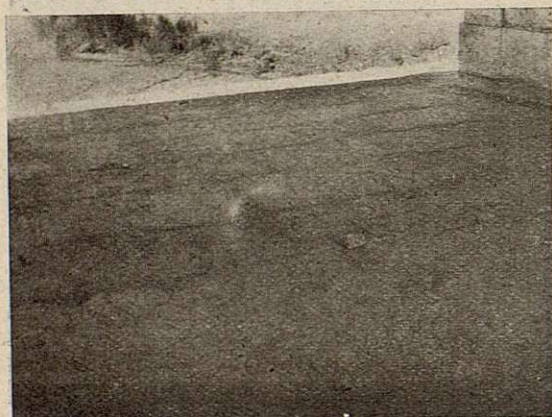


Foto 9

La obra está formada por un grupo de pontones de sillería, el lecho estaba defendido por un zampeado de mampostería. Dos riadas casi seguidas en el año 1945 socavaron el terreno por debajo del zampeado, produciendo su destrucción y arrastre y soca-

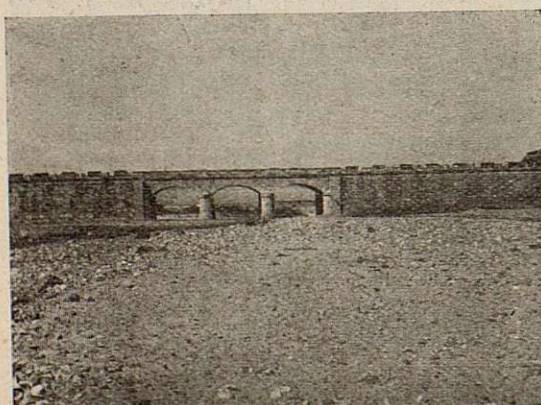


Foto 10

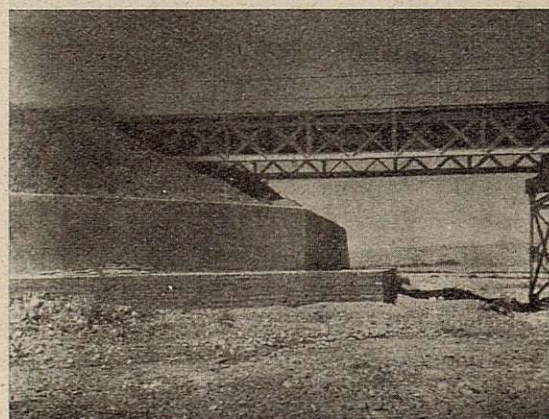


Foto 12

vaciones junto a los apoyos de cerca de tres metros de profundidad, alguna de ellas. Temíamos que el aumento de velocidad creada por el estrechamiento del cauce en el puente, motivara que en la primera riada se produjeran nuevas socavaciones y la ruina de la

obra. Rápidamente construimos las defensas en la forma que se indica en las fotografías 8.^a, 9.^a y 10.^a Y el resultado ha sido completamente satisfactorio.

Unos cuarenta kilómetros aguas abajo de la obra antes citada cruza la rambla de Las Galgas, la carretera comarcal de Alcalá de Henares a Torrelaguna. La obra de cruce la forman tres tramos metálicos sobre apoyos metálicos, a estribos perdidos, defendiendo los terraplenes un conjunto de gaviones metálicos. La rotura de unos gaviones motivó que las aguas arrasaran los terraplenes y, al ceder éstos, llegó a cortarse el firme de la carretera junto al tramo de la margen izquierda. En la fotografía 11.^a vemos el estado en que quedaron los gaviones después de su rotura. En esta fotografía y en la 12.^a vemos el estado

actual de las defensas que construimos con escollera artificial concertada, que han restablecido la estabilidad de la explanación. Si hubiésemos construido cualquier defensa de tipo rígido, hubieran sido precisas cimentaciones costosísimas que garantizaran la rigidez, y con este procedimiento hemos conseguido económicamente nuestro fin.

Sin creer que el procedimiento de defensa y la forma de ejecutarlo represente una panacea, creemos que en el momento actual, y para casos análogos a los descritos, es económico y conveniente, y que debidamente adaptado a cada caso puede evitar reconstrucciones costosas.

Madrid, 13 de agosto de 1949.

N.º 100. - *Coficiente de Coriolis* en corrientes líquidas de gran sección. Su determinación en las tuberías forzadas del Salto del Esla

Autor: D. JUSTO PASTOR RUPÉREZ

Ingeniero Industrial

INTRODUCCIÓN

Al determinar el rendimiento de los grupos turbo-alternadores en un aprovechamiento hidroeléctrico, se precisa conocer las alturas representativas de la velocidad en la tubería forzada (a la entrada del rodete), así como la correspondiente a la entrada del tubo de aspiración (salida del rodete).

Mas al no ser uniforme la distribución de las velocidades de los diferentes filetes flúidos que atraviesan la sección transversal de la tubería y tubo de aspiración arriba citados, se calculan las alturas cinéticas respectivas en función de las velocidades medias. En tal caso, hay que afectar a las velocidades medias en cuestión, de un factor α que, denominado *coeficiente de Coriolis*, expresa la relación existente entre la fuerza viva *real* de la corriente y la que resultaría de considerar una velocidad media en las secciones transversales citadas; fuerza viva esta última que es menor que la *real* y, en consecuencia, el coeficiente α siempre es mayor que uno.

El *coeficiente de Coriolis*, muy mal conocido, depende esencialmente de la repartición de velocidades, y no puede, en consecuencia, fijarse en principio un valor dado para el mismo, ya que ello supondría admitir *a priori* determinada ley para la distribución de velocidades. Además, este coeficiente, que Bazin lo fijó en $\alpha = 1,0318$ para paredes lisas y en $\alpha = 1,122$ para paredes rugosas, varía entre límites muy extensos y puede llegar hasta $\alpha = 2$ en tubos capilares, y aún a varias unidades en el caso de ser muy rugosas las paredes.

En resumen, solamente la experimentación puede darnos en cada caso los valores apropiados de este coeficiente tan útil.

FUERZA VIVA DE UNA CORRIENTE.—COEFICIENTE DE CORIOLIS

Una corriente de grandes dimensiones transversales, como constituida por infinidad de filetes flúidos, se caracterizará por el hecho de que en una sección

transversal cualquiera cada uno de sus elementos $d\omega$ será atravesado por un filete diferente, dotado de velocidad v , variable de unos elementos a otros.

El caudal Q que atravesará la sección transversal Ω vendrá definido por la expresión

$$Q = \int_{\Omega} v d\omega \quad (1)$$

y si suponemos una velocidad media V_m se tendrá evidentemente

$$Q = \Omega V_m = \int_{\Omega} v d\omega \quad (2)$$

Considerando ahora la sección transversal Ω de la corriente, la masa que por un elemento $d\omega$ de la misma pasa en la unidad de tiempo será

$$\frac{\gamma}{g} v d\omega \quad (3)$$

siendo, como ya hemos dicho V_m variable de un elemento a otro de la sección transversal.

La masa anterior tendrá una cantidad de movimiento

$$\frac{\gamma}{g} v^2 d\omega \quad (4)$$

y una fuerza viva

$$\frac{\gamma}{2g} v^3 d\omega \quad (5)$$

Por lo tanto, la cantidad de movimiento y la fuerza viva *efectivas* de la masa flúida que en la unidad de tiempo atraviesa la sección total, serán:

$$\text{(Cantidad de movimiento) } \dots \dots \dots \frac{\gamma}{g} \int_{\Omega} v^2 d\omega \quad (6)$$

$$\text{Fuerza viva } \dots \dots \dots \frac{\gamma}{2g} \int_{\Omega} v^3 d\omega \quad (7)$$

Si las anteriores magnitudes las calculamos con la única consideración de la velocidad media V_m , resultaría:

$$\text{(Cantidad de movimiento) } \dots \dots \dots \frac{\gamma}{g} V_m^2 \Omega \quad (8)$$

$$\text{Fuerza viva } \dots \dots \dots \frac{\gamma}{2g} V_m^3 \Omega \quad (9)$$

Mas en la sección transversal las velocidades v superarán en unos elementos a la velocidad media y

serán, en cambio, en otros, inferiores a la misma. Por lo tanto, podemos siempre expresar para un elemento $d\omega$ cualquiera su velocidad en la forma siguiente:

$$v = V_m + \delta \quad (10)$$

en la que δ será positiva o negativa según el elemento de que se trate.

Teniendo en cuenta la (10), deducimos a continuación:

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} v \cdot d\omega &= \int_{\Omega} (V_m + \delta) d\omega = \int_{\Omega} V_m \cdot d\omega + \\ &+ \int_{\Omega} \delta d\omega = V_m \cdot \Omega + \int_{\Omega} \delta \cdot d\omega \end{aligned} \quad (11)$$

y considerando el concepto de velocidad media, dedúcese de la última que

$$\int_{\Omega} \delta \cdot d\omega = 0 \quad (12)$$

Por otra parte, al establecer las siguientes equivalencias

$$\left. \begin{aligned} v^2 &= V_m^2 + \delta^2 + 2\delta V_m \\ v^3 &= V_m^3 + 3V_m^2\delta + 3V_m\delta^2 + \delta^3 \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

de las que llegamos a las siguientes:

$$\int_{\Omega} v^2 \cdot d\omega = V_m^2 \cdot \Omega + \int_{\Omega} \delta^2 \cdot d\omega + 2V_m \int_{\Omega} \delta \cdot d\omega \quad (14)$$

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} v^3 \cdot d\omega &= V_m^3 \cdot \Omega + 3V_m^2 \int_{\Omega} \delta \cdot d\omega + \\ &+ 3V_m \int_{\Omega} \delta^2 \cdot d\omega + \int_{\Omega} \delta^3 \cdot d\omega \end{aligned} \quad (15)$$

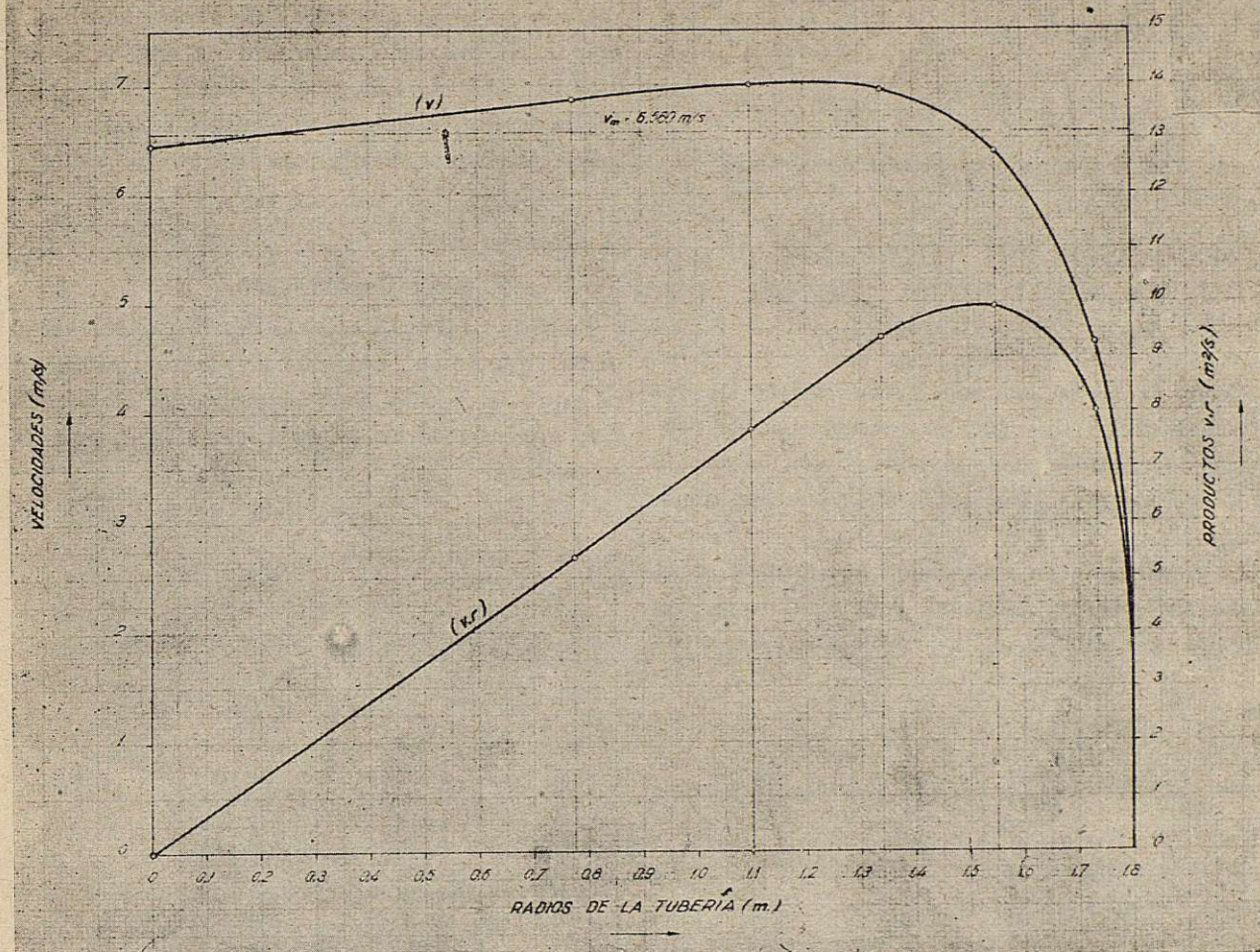
Mas, teniendo en cuenta la (12), las dos anteriores se transforman en la siguiente:

$$\left. \begin{aligned} \int_{\Omega} v^2 \cdot d\omega &= V_m^2 \cdot \Omega + \int_{\Omega} \delta^2 \cdot d\omega \\ \int_{\Omega} v^3 \cdot d\omega &= V_m^3 \cdot \Omega + 3V_m \int_{\Omega} \delta^2 \cdot d\omega + \int_{\Omega} \delta^3 \cdot d\omega \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

Ahora bien, de la primera de las anteriores se deduce, para relación entre la cantidad de movimiento real de la corriente y la que resulta de considerar la velocidad media,

$$\frac{\int_{\Omega} v^2 \cdot d\omega}{V_m^2 \cdot \Omega} = 1 + \frac{\int_{\Omega} \delta^2 \cdot d\omega}{V_m^2 \cdot \Omega} = 1 + \eta \quad (17)$$

SALTO DEL ESLA EN RICOBAYO (ZAMORA)



Tubería forzada n.º 3.-Distribución de velocidades, caudal circulante 64.999 m³/s.

Asimismo, la relación de fuerzas vivas es:

$$\frac{\int_{\Omega} v^3 \cdot d\omega}{V_m^3 \cdot \Omega} = 1 + 3 \frac{\int_{\Omega} \delta^2 \cdot d\omega}{V_m^2 \cdot \Omega} + \frac{\int_{\Omega} \delta^3 \cdot d\omega}{V_m^3 \cdot \Omega} \quad (18)$$

Cualquiera que sea el signo de δ , siempre es positivo δ^2 y lo mismo la integral $\int \delta^2 d\omega$. Por lo tanto, dedúcese de la (17) que la cantidad de movimiento real de la corriente es siempre mayor que la correspondiente a la velocidad media V_m .

En definitiva, la cantidad de movimiento de la corriente podrá expresarse en la siguiente forma:

$$\int_{\Omega} v^2 \cdot d\omega = V_m^2 \cdot \Omega (1 + \eta) \quad (19)$$

Por lo que se refiere a las fuerzas vivas, el término

$$\frac{\int_{\Omega} \delta^3 \cdot d\omega}{V_m^3 \cdot \Omega}$$

de la relación (18) es siempre pequeño respecto a

$$3 \frac{\int_{\Omega} \delta^2 \cdot d\omega}{V_m^2 \cdot \Omega}$$

Como consecuencia de cuanto antecede, resulta como expresión de la fuerza viva real,

$$\int_{\Omega} v^3 \cdot d\omega = V_m^3 \cdot \Omega (1 + 3\eta) \quad (20)$$

y si llamamos

$$\alpha = 1 + 3 \eta \quad (21)$$

se tiene en definitiva

$$\int_{\Omega} v^3 \cdot d\omega = \alpha V_m^3 \cdot \Omega \quad (22)$$

siendo α el denominado *coeficiente de Coriolis*.

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE CORIOLIS EN LAS TUBERIAS FORZADAS DEL SALTO DEL ESLA

Como ya se ha indicado y comprueban las expresiones (17), (20) y (21), la determinación del *coeficiente de Coriolis* exige el previo conocimiento de la distribución de velocidades en la sección transversal.

La distribución de velocidades, que aparece en el gráfico adjunto, se determinó, para el aforo de las tuberías, mediante 21 molinetes hidrométricos situa-

dos en una cruz metálica fija en el interior de la conducción; uno de los molinetes iba fijado en el centro y los otros 20, situados 5 en cada brazo de la cruz a las distancias respectivas del eje, 0,775 m., 1,10 m., 1,34 m., 1,55 m. y 1,735 m.

Con la distribución de velocidades figuradas en el gráfico adjunto se dedujo para la velocidad media:

$$V_m = 6,56 \text{ m/s.}$$

y un caudal

$$Q = 64,996 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Empleando el gráfico de la distribución de velocidades en cuestión, solamente nos resta el cálculo de la expresión η para tener el *coeficiente de Coriolis*. Esta expresión se calcula fácilmente, al considerar que en este caso

$$d\omega = 2 \pi r \, dr$$

y por lo tanto,

$$\delta^2 d\omega = 2 \pi \delta^2 \cdot r \cdot dr$$

mediante el cuadro que a continuación aparece:

r	v	V_m	δ	δ^2	$\delta^2 \cdot r$
0,000	6,4790	6,5600	— 0,08100	+ 0,006561	+ 0,000000
0,775	6,8752	6,5600	+ 0,31520	+ 0,099351	+ 0,076997
1,100	7,0100	6,5600	+ 0,45000	+ 0,202500	+ 0,222750
1,340	6,9895	6,5600	+ 0,42950	+ 0,184470	+ 0,247190
1,550	6,4167	6,5600	— 0,14330	+ 0,020535	+ 0,031829
1,735	4,6523	6,5600	— 1,90770	+ 3,639319	+ 6,314218
1,750	4,1460	6,5600	— 2,41400	+ 5,827396	+ 10,197943
1,760	4,0340	6,5600	— 2,52600	+ 6,380676	+ 11,229990
1,770	3,8510	6,5600	— 2,70900	+ 7,338681	+ 12,989465
1,780	3,6500	6,5600	— 2,91000	+ 8,468100	+ 15,073218
1,790	3,2810	6,5600	— 3,27900	+ 10,751841	+ 19,245795
1,800	0,0000	6,5600	— 6,56000	+ 43,033600	+ 77,460480

Tomando las expresiones de la última columna como ordenadas, y como abscisas los radios correspondientes, resulta un gráfico que superfiado nos da el siguiente resultado:

$$\int_{\Omega} \delta^2 \cdot d\omega = 2\pi \int_0^R \delta^2 \cdot r \cdot dr = 11,92421594 \text{ m}^4/\text{s}^2$$

Por otra parte,

$$V_m^2 \cdot \Omega = 6,56^2 \times 10,1736 = 437,80663296 \text{ m}^4/\text{s}^2$$

Teniendo ahora en cuenta la expresión (19), resulta:

$$\eta = \frac{\int_{\Omega} \delta^2 \cdot d\omega}{V_m^2 \cdot \Omega} = \frac{11,92421594}{437,80663296} = 0,0272$$

y, en consecuencia, el *coeficiente de Coriolis* es:

$$\alpha = 1 + 3 \eta = 1 + 3 \times 0,0272 = 1,0816$$

Bilbao, mayo de 1950.

N.º 101. - Régimen variable en tuberías. Teoría general del golpe de ariete

Autor: D. JUSTO PASTOR RUPÉREZ

Ingeniero Industrial

OBSERVACIÓN PRELIMINAR

Son muchas las publicaciones que sobre el golpe de ariete han aparecido en los últimos cuarenta años, y en las mismas puede documentarse quien lo desee, sobre tan complejo fenómeno que se origina en las tuberías forzadas, galerías de presión y chimeneas de equilibrio, como consecuencia de variaciones en el régimen de circulación.

El presente estudio, inspirado en las obras que abajo se citan, intenta solamente resumir las ideas fundamentales de las mismas, y con tal objeto, después de establecer sucintamente las fórmulas de Jouguet y Michéaud, desarrolla la genial teoría del eminente europeo Lorenzo Allievi, deduciendo las fórmulas usuales en el cálculo de las sobrepresiones por golpe de ariete, así como las condiciones que limitan su aplicación.

Entre las obras y monografías consultadas para la preparación del trabajo que se publica son dignas de mención las siguientes:

E. JOUGUET.—*Etude théorique et expérimentale sur les coups de bélier dans les conduites forcées*. Dunod. París, 1917.

L. ALLIEVI.—*Theorie du coup de bélier*. Dunod. París, 1921.

CAMICHEL, EYDOUX, GARIEL.—*Etude théorique et expérimentale des coups de bélier*. Edouard Privat. Toulouse, 1918.

EYDOUX.—*Hidráulica General y Aplicada*. Barcelona, 1925.

RATEAU, EYDOUX, GARIEL. — *Turbines Hydrauliques*. J. B. Bailliere et Fils. París, 1926.

LANA SARRATE.—*Hidráulica*. Escuela Especial de Ingenieros Industriales. Barcelona, 1935.

MARTÍNEZ DE LAMADRID.—*Apuntes de Hidráulica*. Escuela Especial de Ingenieros Industriales. Madrid, 1945.

MARCHI.—*Idraulica*. Ulrico Hoepli. Milano, 1939.

JAEGER.—*Théorie générale du coup de bélier*. Dunod. París, 1933.

CREAGER AND JUSTIN.—*Hydroelectric Handbook*. John Wiley & Sons, Inc. New York. Chapman & Hall, Limited. London, 1927.

CAMICHEL.—*Leçons sur les conduites*. Gauthiers, Villars. París, 1930.

LUDIN.—*Wasserkraftanlagen*. Julius Springer. Berlín, 1934.

BERGERON.—*Comptes rendus des Travaux de la Société Hydrotéchnique de France* (Fasc. n.º 47, sesión del 20 de mayo de 1931). Anexo al número del 14 de mayo de 1932 de la *Revue Générale d'Electricité*. París.

BERGERON.—*Etude des coups de bélier dans les conduites*. *Nouvel exposé de la méthode graphique*. Dunod. París, 1936.

INTRODUCCIÓN

Uno de los fenómenos más interesantes y complejos que se presenta al estudiar la circulación por tuberías en régimen variable, es el *golpe de ariete*. Denomínase así la oscilación de la presión, por encima o por debajo de la normal, originada en las conducciones, como consecuencia de rápidas fluctuaciones en la velocidad del agua.

Al considerar el sistema representado en las figuras 1 y 2, que está integrado por un depósito regulador del que parte una tubería forzada que alimenta una turbina, cuyo caudal se regula con el obturador *O*, durante el período de maniobra de éste, en el que se modifica el caudal circulante, dícese que el derrame por la conducción se verifica en *régimen variable*, por oposición al denominado *régimen permanente*, en el que los fenómenos, variables de un punto a otro de la masa flúida, son, en cambio, para un punto dado, independientes del tiempo. En el derrame en régimen variable, las presiones y velocidades en cada punto del flúido varían con el tiempo además de ser funciones de la posición de aquél.

Al producirse una rápida disminución en la carga de trabajo que sirve la turbina (fig. 1) el regulador automático cierra la admisión de agua, actuando sobre el obturador *O*; según el teorema de las fuerzas vivas, la energía cinética de la masa de agua contenida en la tubería se transformará, al quedar anulada, en trabajos elásticos y energías vibratoria, ondulatoria y térmica, que serán equivalentes a la semifuera viva desaparecida. Como consecuencia, se originará en la conducción un *golpe de ariete positivo* que dará lugar a una serie de sobrepresiones decrecientes del obturador al origen, según indica la línea piezométrica

AC, que por simplificación suponemos rectilínea; al cesar el movimiento de cierre las sobrepresiones positivas *AC* oscilan hasta la línea piezométrica *AD* próximamente simétrica de aquélla con relación a la carga estática *AB*, estableciéndose una fluctuación de sobrepresiones y depresiones entre las posiciones extremas *AC* y *AD* que va amortiguándose hasta quedar

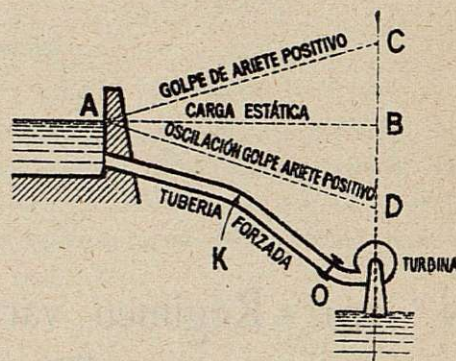


Fig. 1.

anulada, como consecuencia de rozamientos, torbellinos y cambios de dirección de los filetes líquidos.

Sí, por el contrario, se origina un rápido aumento en la carga de trabajo que sirve la turbina (fig. 2), el regulador automático de la misma abre la admisión de agua al actuar sobre el obturador; el aumento de

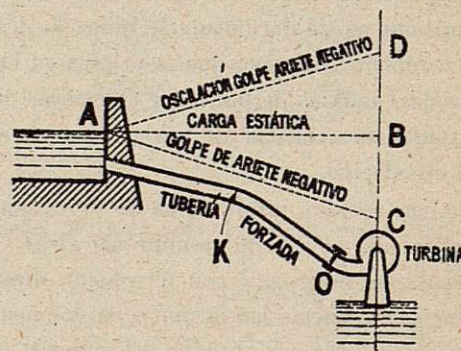


Fig. 2.

fuerza viva de la masa contenida en la tubería se efectuará a costa de la energía de presión de la misma. Por lo tanto, la conducción sufrirá un *golpe de ariete negativo* caracterizado por la serie de depresiones, decrecientes del obturador al origen, según la línea piezométrica *AC*; cuando cesa la apertura, las depresiones *AC* oscilan hasta la línea piezométrica *AD* que

forma con la carga estática AB un ángulo inferior a la AC , y se establece, análogamente al caso de cierre, una fluctuación de depresiones y sobrepresiones entre las posiciones extremas AC y AD , que se amortigua hasta quedar anulada, por las mismas causas citadas en el caso del golpe de ariete positivo.

De lo que antecede se deduce que las tuberías forzadas deben proyectarse para soportar en cada punto una presión interna, correspondiente a la máxima que produzca el golpe de ariete positivo AC , y su trazado ha de ser tal, que las líneas de depresiones AD (fig. 1) y AC (fig. 2) queden por encima de la arista superior de la conducción; en caso contrario se producirá en el punto K (figs. 1 y 2), que es el más elevado, un vacío parcial, con el correspondiente peligro de aplastamiento de la tubería si ésta no tuviera resistencia para soportar la presión exterior atmosférica.

Como más adelante se verá, el golpe de ariete origina sobrepresiones tan considerables, que en los saltos de altura debe conseguirse una absoluta garantía de que no se produzcan cierres excesivamente rápidos en la tubería, pues en tal caso, los grandes espesores de ésta la harían antieconómica; en este concepto es, pues, conveniente el cierre lento. Sin embargo, cuando accionan las turbinas, máquinas eléctricas, es imprescindible, para evitar las sobretensiones en casos de cortocircuito o descarga repentina de la red, que el cierre sea lo más rápido posible, condición esta última en contradicción con la anterior. De todos modos el cierre nunca es instantáneo y los reguladores automáticos de las turbinas, estudiados ponderando las condiciones contrapuestas que acaban de indicarse, efectúan el cierre en períodos que oscilan entre dos y seis segundos.

Ha de considerarse también en el estudio del régimen variable, que al comenzar el cierre del obturador aparece el golpe de ariete, el cual aumenta la presión hidráulica en la turbina y con ello el número de revoluciones; esto último determinará a su vez el más rápido cierre del regulador lo que a su vez incrementará el golpe de ariete, agravándose en consecuencia las circunstancias desfavorables para la construcción económica de la tubería forzada.

Según se acaba de ver, cuanto más importante son las conducciones forzadas, más conveniente es el cierre rápido y, además, la evitación de los golpes de ariete; ante estas condiciones contradictorias convie-

ne, por una parte, dotar a aquéllas de dispositivos que atenúen éstos (chimeneas de equilibrio, colchones de aire, válvulas de seguridad, válvulas compensadoras o reguladoras de presión, etc.), y por otra, tomar como cargas prácticas de trabajo del material valores pequeños, tales como 600 kg/cm^2 para la fundición, 400 ó 600 kg/cm^2 para el hierro forjado y 700 a 1.000 kg/cm^2 para el acero.

FÓRMULAS DE JOUGUET Y MICHAUD

Jouguet y Micheaud, al calcular las sobrepresiones por golpe de ariete, no consideraron ni la compresibilidad del agua, ni la elasticidad del material que constituye la envolvente de la tubería, mas Joukowski y Allievi han demostrado la influencia que dichas características tienen sobre las presiones y velocidades correspondientes al régimen variable.

Antes de estudiar sucintamente las fórmulas de Jouguet y Micheaud para después pasar al desarrollo de la teoría de Allievi, precisa establecer las condiciones e hipótesis que a continuación quedan detalladas: se toma sistemáticamente por eje de abscisas uno que, partiendo del extremo inferior de la tubería (obturador), esté dirigido hacia el depósito de origen, es decir, en sentido inverso al sentido normal de la velocidad; en el caso de que la tubería no sea rectilínea, se supone desarrollada de modo que se midan siempre sobre el eje longitudes reales. Por lo que se refiere al eje de ordenadas partiendo del obturador como origen, queda dirigido hacia arriba y se considera este sentido como positivo. La presión en cada elemento de la masa flúida, podrá representarse por la altura de agua correspondiente, de manera que si p es la presión real, se tomará como incógnita la cantidad y , dada por la expresión:

$$p = \gamma y \quad [1]$$

en la que γ es el peso específico del agua. Además, durante el régimen perturbado, la velocidad v y la presión p (o altura de agua correspondiente y), de cada elemento de la masa flúida son funciones de su posición y del tiempo, según la definición que se ha dado del *régimen variable*; por lo tanto, el estudio del golpe de ariete en su mayor generalidad se reduce a establecer las funciones:

$$\begin{aligned} p &= \gamma y = \varphi_1(x, t) \\ v &= \varphi_2(x, t) \end{aligned} \quad [2]$$

Era innecesario añadir que se supone uniforme la distribución de las velocidades en la sección transversal, y que, en consecuencia, v representa la velocidad media.

Con los anteriores supuestos y condiciones, además de considerar el agua incompresible, y la tubería no elástica, Jouguet calculó el valor de la sobrepresión según el razonamiento siguiente: Sean (fig. 3), F la

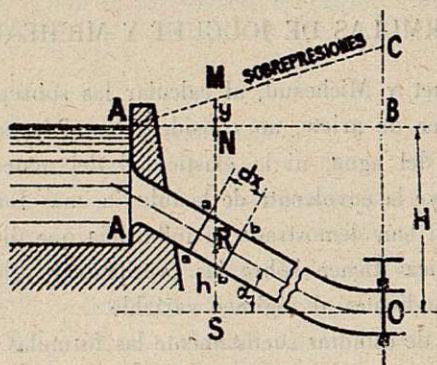


Fig. 3.

sección transversal de la tubería y v la velocidad del agua en un instante cualquiera del período variable. Si, antes de cerrar el obturador, se considera el movimiento *permanente* de un prisma fluido $aa-bb$ de base F y altura dx , éste se desplazará hacia O , al modo de un émbolo que expulsara la masa líquida, comprendida entre su cara bb y la sección inferior de la tubería. Al cerrar el obturador, estableciéndose el *régimen variable*, tenderá el prisma en virtud de su inercia, a continuar desplazándose hacia O ; mas no puede ahora desalojar la masa fluida comprendida entre el émbolo líquido y dicho obturador, y como ello se considera incompresible, el prisma ejercerá sobre ella un esfuerzo, y, en virtud del principio de la acción y de la reacción la cara bb sufrirá una presión dirigida hacia arriba.

En consecuencia, las fuerzas a que está sometido el prisma considerado son dos: una, dirigida hacia arriba, que, resultante de la diferencia de presiones en sus caras representase, teniendo en cuenta el sentido adoptado para la variación de espacios y velocidades, por:

$$-\frac{dp}{dx} F dx$$

y otra que, dirigida hacia abajo como componente del

peso en la dirección del eje de la tubería, tiene por expresión:

$$-\gamma F dx \sin \alpha$$

La aplicación de la ecuación general de la Dinámica para el movimiento del prisma por la tubería, durante el régimen perturbado, da:

$$\frac{\gamma}{g} F dx \frac{dv}{dt} = -\gamma F dx \sin \alpha - \frac{dp}{dx} F dx \quad [3]$$

y teniendo en cuenta (fig. 3) que:

$$p = \gamma (H - h + y) \quad [4]$$

$$\frac{dp}{dx} = -\gamma \frac{dh}{dx} + \gamma \frac{dy}{dx}$$

y que:

$$\frac{dh}{dx} = \sin \alpha \quad [5]$$

se deduce, por substitución de las [4] y [5] en la [3] la ecuación diferencial:

$$\frac{dy}{dx} + \frac{1}{g} \frac{dv}{dt} = 0 \quad [6]$$

Ahora bien, como se considera el agua incompresible y la envolvente indeformable, la ecuación de continuidad exige que $\frac{dv}{dt}$ sea constante a lo largo de la tubería, y, en consecuencia, se deduce por integración de la ecuación anterior, la relación:

$$y = -\frac{1}{g} \frac{dv}{dt} (L - x) \quad [7]$$

en la que puede observarse que la repartición de las sobrepresiones y a lo largo de la conducción es lineal, que la sobrepresión mínima es nula en el origen de la tubería ($x = L$) y que la máxima la sufre el obturador y vale:

$$Y_{\max} = \frac{L}{g} \frac{dv}{dt} \quad [8]$$

Al suponer en esta fórmula que la velocidad es función lineal del tiempo de cierre y se anula al final del mismo, se verifica evidentemente:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{V}{T}$$

siendo V la velocidad inicial y T el tiempo de cierre, y la fórmula de Jouguet toma en definitiva la forma:

$$Y_{\max} = \frac{LV}{gT} \quad [9]$$

Con las mismas premisas de Jouguet, referentes a la incompresibilidad del agua, y a la indeformabilidad de la envolvente, Micheaud ha calculado la sobrepresión máxima del golpe de ariete, siguiendo el razonamiento que a continuación se desarrolla: Supóngase (fig. 4) una tubería de longitud L y sector trans-

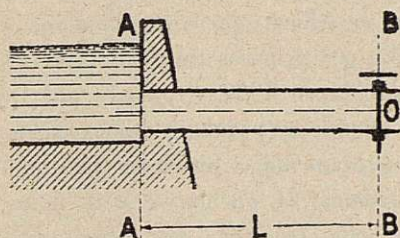


Fig. 4.

versal F , por la que circula el agua en régimen permanente con velocidad media V ; en tal caso, la cantidad de movimiento del fluido contenido en la conducción entre las secciones AA y BB será invariable e igual a MV , designando por M la masa de aquél. Esto supuesto, si con el obturador BB se efectúa un cierre completo en el tiempo T , al comenzar éste el régimen de circulación por la tubería dejará de ser permanente para transformarse en variable; la velocidad del agua, de valor V al principio de la obturación, quedará anulada al final de ésta, y lo mismo podrá decirse de la cantidad de movimiento que el fluido contenido en la tubería tenía antes del cierre. Según el teorema de los impulsos, la variación de la cantidad de movimiento de la masa fluida contenida entre AA y BB supone la acción de un impulso $\int_0^T p F dt$ que actuando sobre la cara BB se opondrá al movimiento del agua hasta anularlo; en consecuencia, la aplicación de dicho teorema según la proyección del eje de la tubería conduce a la expresión:

$$\int_0^V M dv = \int_0^T p F dt \quad [10]$$

en la que p es la presión del fluido en la cara BB , la cual es variable durante el período de cierre.

El primer término de la anterior es de integración sencilla, ya que como $M = \frac{LF\gamma}{g}$ se tiene:

$$\int_0^V M dv = \frac{LF\gamma}{g} \int_0^V dv = \frac{LF\gamma V}{g} \quad [11]$$

Por lo que afecta al segundo miembro, su integración exige el conocimiento de la función que relaciona las presiones p con los tiempos t ; sobre este particular se sabe que dicha presión crece desde cero al principio del cierre hasta su valor máximo P al cabo de T segundos. En cambio, es desconocida la ley de crecimiento; ésta la suponen algunos autores parabólica con el eje de la curva vertical, pero generalmente

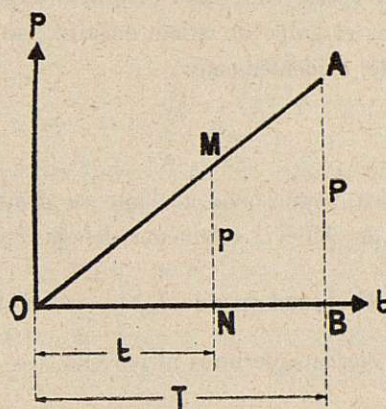


Fig. 5.

es admitida la variación lineal (fig. 5) en razón a su sencillez, y en ese caso:

$$\frac{p}{t} = \frac{P}{T}, \text{ o sea } p = \frac{P}{T} t$$

Substituída, pues, esta expresión de p en la segunda integral de la [10] resulta:

$$\int_0^T p F dt = \frac{PF}{T} \int_0^T t dt = \frac{PFT}{2} \quad [12]$$

e igualando los segundos miembros de las [11] y [12] llegase a la equivalencia:

$$\frac{LF\gamma V}{g} = \frac{PFT}{2} \quad [13]$$

de la que se obtiene la sobrepresión máxima P en el obturador para el tiempo de cierre T y la velocidad inicial V , que es:

$$P = \frac{2L\gamma V}{gT} \quad [14]$$

Si en esta fórmula se representa P en metros de columna de agua por la relación $P = \gamma Y_{\max}$, dedúcese la fórmula de Micheaud:

$$Y_{\max} = \frac{2LV}{gT} \quad [15]$$

Como más adelante se comprueba al desarrollar la teoría de Allievi, el golpe de ariete es un fenómeno oscilatorio que se propaga a lo largo de la conducción, con una velocidad a llamada *celeridad*. Si L es la longitud de la tubería, el tiempo que tarda el golpe de ariete positivo en recorrerla, reflejarse en el depósito regulador y volver con signo contrario a producir en el obturador el golpe de ariete negativo, se llama *período* y vale, evidentemente:

$$\mu = \frac{2L}{a}$$

Ahora bien, según más adelante se deduce de las ecuaciones de Allievi, solamente deberá aplicarse la fórmula de Micheaud cuando $T > \frac{2L}{a}$, es decir, para tiempos de cierre superiores al período.

TEORÍA DE ALLIEVI

GENERALIDADES

Las fórmulas de Jouguet y Micheaud proceden de consideraciones dinámicas, en las que se ha prescindido de dos magnitudes: la compresibilidad del agua y la elasticidad del material integrante de la conducción. Mas demostrada por Allievi la influencia preponderante de dichas magnitudes sobre la oscilación de presiones y velocidades en el régimen variable, llegase a la consecuencia, de que todo estudio en el que no se tomen en consideración aquéllas, adolecerá de inexactitud por llevar a resultados que no constituirán una correcta expresión matemática del fenómeno; ésta es la razón de los resultados tan diferentes a que han llegado Jouguet y Micheaud al estudiar las sobrepresiones.

Los trabajos de Lorenzo Allievi han aportado una solución general al problema del movimiento variado del agua en las tuberías, demostrando que puede re-

ducirse la evaluación de los golpes de ariete al cálculo de dos parámetros, uno de los cuales depende de las características de la conducción, y el otro, de la maniobra del obturador.

Antes de seguir adelante indicaremos que la solución dada por Allievi al problema del golpe de ariete, se refiere a conducciones de *característica única*, llamadas así cuando el espesor, diámetro y material de que están constituidas son invariables en toda su longitud, por contraposición a las conducciones de *característica variable*, en las que tanto el material como el espesor y diámetro varían en su recorrido.

La teoría de Allievi, que a continuación se desarrolla, publicóse por primera vez el año 1904 en una Memoria traducida en 1909 al alemán por Duds y Bataillard, y aunque este trabajo era excelente, su autor desarrolló nuevamente el problema del golpe de ariete en forma sistemática, en una serie de notas presentadas a la «Reale Academia dei Lincei», el año 1912. Esta obra magistral fué traducida al francés por M. Daniel Gaden, y publicada por Dunod en 1921, bajo el título conocido *Théorie du coup de bélier*. Cabe, pues, a Lorenzo Allievi el mérito de haber sido el primero que concibiendo claramente el fenómeno lo ha interpretado con rigor matemático en su famosa teoría, que hasta la fecha no ha sido superada, sino que, por el contrario, constituye la fuente de inspiración de cuantos trabajos han aparecido con posterioridad.

ECUACIÓN DIFERENCIAL DEL GOLPE DE ARIETE PARA UNA TUBERÍA DE CARACTERÍSTICA ÚNICA Y FORMA CUALQUIERA

Sea una tubería forzada (fig. 6) de forma cualquiera y característica única a la que alimenta por C un

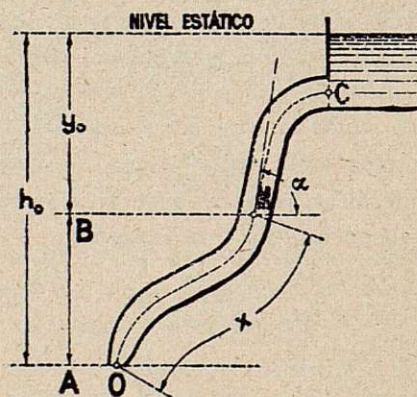


Fig. 6.

embalse infinitamente grande, cuyo nivel se mantiene constante, y supongamos que en su extremo inferior O existe un obturador con el que puede variarse a voluntad el régimen de circulación. Al maniobrar dicho obturador, el paso de un régimen a otro no se verifica ni instantáneamente ni siquiera de manera continua; entre los dos estados sucesivos de régimen permanente (el anterior y el posterior a la maniobra) se registran fuertes oscilaciones en la presión y velocidad del agua, cuyas amplitudes llegan a ser considerables. Las variaciones de la presión originan deformaciones elásticas, tanto en la tubería como en la masa de agua contenida en ésta; lógicamente, presiones, velocidades y deformaciones elásticas han de estar ligadas por ciertas ecuaciones que se obtendrán aplicando las leyes generales de la hidrodinámica y de la elasticidad de materiales. El estudio de estas ecuaciones constituye el problema del golpe de ariete, que, aunque Allievi lo ha resuelto para una tubería rectilínea horizontal, en la exposición que sigue lo generalizaremos para una conducción de forma cualquiera.

Sea la tubería de característica única de la figura 6, que tiene la forma más general que podamos concebir; tomemos el obturador O como origen de coordenadas, como eje de abscisas el desarrollo de la conducción con sentido positivo dirigido de O hacia C , y como eje de ordenadas la vertical que pasa por O , en la que se considera el sentido positivo hacia arriba. Despreciando, en el régimen permanente, la altura correspondiente a la velocidad y al considerar que la teoría de Allievi prescinde en absoluto de las pérdidas de carga, debidas al rozamiento del agua contra las paredes de la conducción, pueden establecerse las siguientes notaciones:

h_0 = presión en el obturador, en régimen permanente.

h = presión en el obturador, en régimen variable.

γ_0 = presión en un punto de abscisa x , en régimen permanente.

γ = presión en un punto de abscisa x , en régimen variable.

Siendo α el ángulo que la tangente en cada punto M de la tubería forma con la horizontal, la presión en dicho punto durante la circulación en régimen permanente se expresa por la ecuación:

$$\gamma_0 = h_0 - \int_0^x \sin \alpha \, dx \quad [16]$$

Pasemos ahora a estudiar el régimen variable: si para modificar el caudal se maniobra el obturador O , la circulación pasará de permanente a variable durante la perturbación. Para el estudio de ésta se precisa la determinación de las funciones [2], que ligán las velocidades y presiones de cada elemento de la masa fluida, con su posición y el tiempo. Dichas funciones las obtendremos por medio de dos ecuaciones clásicas: la ecuación general del movimiento variado de los fluidos, o ecuación de Euler, y la ecuación de continuidad.

La ecuación de Euler para un punto M de la masa fluida en movimiento (fig. 6) se expresa, siendo X la acción de la gravedad sobre la unidad de masa líquida en la dirección del eje de la tubería, por la ecuación:

$$\frac{\delta p}{\delta x} = -\frac{\gamma}{g} \left(X - \frac{dx^2}{dt^2} \right) = -\frac{\gamma}{g} \left(-g \sin \alpha - \frac{dx^2}{dt^2} \right) \quad [17]$$

Pero, considerando los signos establecidos y siendo V la velocidad del elemento fluido M , se verifica:

$$V = -\frac{dx}{dt}, \text{ y por lo tanto, } -\frac{dx^2}{dt^2} = \frac{dV}{dt} \quad [18]$$

Por otra parte, al ser V función explícita e implícita de t en el régimen variable, es decir, que:

$$\begin{cases} V = \varphi_2(x, t) \\ x = \varphi_1(t) \end{cases}$$

se tiene:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{\delta V}{\delta x} \frac{dx}{dt} + \frac{\delta V}{\delta t} = -V \frac{\delta V}{\delta x} + \frac{\partial V}{\partial t} \quad [19]$$

y substituyendo este valor en la [17], después de considerar la [18], queda la ecuación de Euler transformada en la siguiente:

$$\frac{\delta p}{\delta x} = -\frac{\gamma}{g} \left(-g \sin \alpha + \frac{\partial V}{\partial t} - V \frac{\delta V}{\delta x} \right) \quad [20]$$

Como $p = \gamma \gamma$, y como puede, además, despreciarse el término $V \frac{\delta V}{\delta x}$ frente al $\frac{\partial V}{\partial t}$, de la ecuación anterior obtendremos:

$$\frac{\delta \gamma}{\delta t} = g \sin \alpha + g \frac{\partial \gamma}{\partial x} \quad [21]$$

Vamos ahora a aplicar la ecuación de continuidad considerando la compresibilidad del agua y la elasti-

cidad de la tubería: sea (fig. 7) F la sección transversal de ésta, D el diámetro, e su espesor, E el módulo de elasticidad del material que la integra y ϵ el módulo de elasticidad volumétrico del agua (coeficiente de compresibilidad); al considerar el elemento de tubería comprendido entre las dos secciones AA y BB

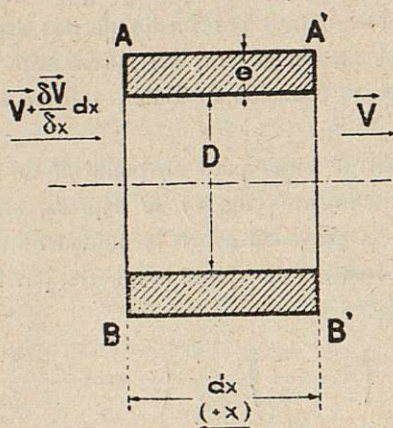


Fig. 7.

distantes dx , la cantidad de agua que en un tiempo dt entra por la primera es:

$$F \left(V + \frac{\delta V}{\delta x} dx \right) dt$$

y como al mismo tiempo sale por la segunda,

$$F V dt$$

quedará almacenada en el elemento de tubería la diferencia

$$F \frac{\delta V}{\delta x} dx dt \quad [22]$$

Esta agua almacenada lo es por dos conceptos:

a) *Compresibilidad del agua.*—El volumen dU almacenado en el volumen elemental $U = F dx$ se calcula por la relación

$$\frac{dU}{U} = \frac{dU}{F dx} = \frac{dp}{\epsilon} \quad [23]$$

Como el volumen elemental $U = F dx$ es invariable, la presión en su interior durante el tiempo dt habrá variado

$$dp = \frac{\delta p}{\delta t} dt \quad [24]$$

y substituyendo esta última en la [23] resulta para el volumen almacenado el valor

$$dU = \frac{F}{\epsilon} dx \frac{\delta p}{\delta t} dt \quad [25]$$

b) *Dilatación de la tubería.*—Según se sabe, la tensión molecular a que está sometido el material para una presión interior p es:

$$\tau = \frac{p D}{2 e} \quad [26]$$

Ahora bien, la variación de presión $dp = \frac{\partial p}{\partial t} dt$ en el tiempo dt da lugar a un incremento $d\tau$ en la tensión molecular, que se deduce diferenciando la anterior fórmula [25]:

$$d\tau = \frac{D dp + p dD}{2 e} = \frac{D \frac{\delta p}{\delta t} dt + p dD}{2 e}$$

Despreciando en este resultado $p dD$ junto a $D \frac{\delta p}{\delta t} dt$ resulta en definitiva, para incremento de la tensión molecular en el tiempo dt ,

$$d\tau = \frac{D}{2 e} \frac{\partial p}{\partial t} dt$$

Esta tensión (incremento) $d\tau$ da lugar a una variación de las dimensiones transversales de la tubería, que, según la ley de Hooke, vale:

$$\frac{dD}{D} = \frac{d\tau}{E} = \frac{D}{2 e E} \frac{\delta p}{\delta t} dt$$

de donde se deduce para incremento de la sección transversal,

$$dF = \frac{\pi D dD}{2} = \frac{F D}{e E} \frac{\partial p}{\partial t} dt$$

En consecuencia, la dilatación del elemento de tubería debida a la elasticidad del material valdrá:

$$dU' = dF \cdot dx = \frac{F D \delta p}{e E \delta t} dt dx \quad [27]$$

La suma de las dos cantidades [25] y [27], representativas de los volúmenes almacenados como consecuencia de la compresibilidad del agua y la dilatación de la tubería es, según ya hemos indicado, equi-

valente a la [22] que valora el volumen total almacenado en el tiempo dt , es decir:

$$F \frac{\delta V}{\delta x} dx dt = \frac{F}{e} dx \frac{\delta p}{\delta t} dt + \frac{F D}{e E} \frac{\delta p}{\delta t} dt dx$$

Esta última expresión, una vez reducida, se transforma en la siguiente:

$$\frac{\delta V}{\delta x} = \frac{\delta p}{\delta t} \left(\frac{1}{e} + \frac{D}{e E} \right) = \gamma \left(\frac{1}{e} + \frac{D}{e E} \right) \frac{\delta y}{\delta t} \quad [28]$$

Estableciendo la expresión homogénea

$$\frac{\gamma}{g} \left(\frac{1}{e} + \frac{D}{e E} \right) = \frac{1}{a^2} \quad [28 \text{ bis}]$$

en la que a tiene dimensiones de velocidad, la expresión [28] toma la forma

$$\frac{\delta V}{\delta x} = \frac{g}{a^2} \frac{\delta y}{\delta t} \quad [29]$$

Si se deriva la [21] respecto a x y la [29] respecto a t llegase a las expresiones,

$$\frac{\delta^2 V}{\delta t \delta x} = g \frac{\delta^2 y}{\delta x^2} + g \frac{\delta}{\delta x} (\text{sen } \alpha)$$

$$\frac{\delta^2 V}{\delta x \delta t} = \frac{g}{a^2} \frac{\delta^2 y}{\delta t^2}$$

que igualadas y reducidas nos dan la *ecuación diferencial generalizada del golpe de ariete*,

$$\frac{\delta^2 y}{\delta t^2} - a^2 \frac{\delta^2 y}{\delta x^2} = a^2 \frac{\delta}{\delta x} (\text{sen } \alpha) \quad [30]$$

que para el caso estudiado por Allievi de una tubería horizontal ($\text{sen } \alpha = 0$) toma la forma, más conocida,

$$\frac{\delta^2 y}{\delta t^2} - a^2 \frac{\delta^2 y}{\delta x^2} = 0$$

que es la ecuación de las cuerdas vibrantes de D'Alembert.

ECUACIONES INTEGRALES DEL GOLPE DE ARIETE PARA UNA TUBERÍA DE CARACTERÍSTICA ÚNICA Y FORMA CUALQUIERA

La expresión diferencial [30] del golpe de ariete es una ecuación lineal entre derivadas parciales de segundo orden, con coeficientes constantes y segundo miembro. Su solución general, como es sabido, se obtiene sumando a la solución de la ecuación incompleta una solución particular de la ecuación completa.

Es evidente que una solución particular de la ecuación [30] es

$$y_1 = h_0 - \int_0^x \text{sen } \alpha dx$$

en la que h_0 es la presión, en régimen permanente, medida en columna de agua, en el obturador O (fig. 6), la cual es constante en la hipótesis que al principio se hizo de un embalse de nivel invariable y de despreciar (en el régimen permanente) las alturas dinámicas y pérdidas de carga.

En cuanto a la ecuación incompleta

$$\frac{\delta^2 y}{\delta t^2} - a^2 \frac{\delta^2 y}{\delta x^2} = 0 \quad [31]$$

se resuelve por el cambio de variable

$$\xi = t - \frac{x}{a}, \quad \eta = t + \frac{x}{a} \quad [32]$$

al resultar, según estas ecuaciones de condición, que y es función de ξ y η y éstas a su vez de x y t resulta:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\delta y}{\delta t} &= \frac{\delta y}{\delta \xi} \frac{\delta \xi}{\delta t} + \frac{\delta y}{\delta \eta} \frac{\delta \eta}{\delta t} = \frac{\delta y}{\delta \xi} + \frac{\delta y}{\delta \eta} \\ \frac{\delta y}{\delta x} &= \frac{\delta y}{\delta \xi} \frac{\delta \xi}{\delta x} + \frac{\delta y}{\delta \eta} \frac{\delta \eta}{\delta x} = -\frac{\delta y}{\delta \xi} + \frac{\delta y}{\delta \eta} \end{aligned} \right\} \quad [33]$$

y derivando nuevamente estas últimas expresiones se obtienen las siguientes:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\delta^2 y}{\delta t^2} &= \frac{\delta^2 y}{\delta \xi^2} + 2 \frac{\delta^2 y}{\delta \xi \delta \eta} + \frac{\delta^2 y}{\delta \eta^2} \\ \frac{\delta^2 y}{\delta x^2} &= \frac{1}{a^2} \frac{\delta^2 y}{\delta \xi^2} - \frac{2}{a^2} \frac{\delta^2 y}{\delta \xi \delta \eta} + \frac{1}{a^2} \frac{\delta^2 y}{\delta \eta^2} \end{aligned} \right\} \quad [34]$$

Si en estas ecuaciones se multiplica la segunda por a^2 , y, teniendo en cuenta la [31], se iguala el resultado a la primera, se tiene la ecuación entre derivadas parciales:

$$\frac{\delta^2 y}{\delta \xi \delta \eta} = 0 \quad [35]$$

que se transforma como sigue:

$$\frac{\delta^2 y}{\delta \xi \delta \eta} = \frac{\delta}{\delta \eta} \left(\frac{\delta y}{\delta \xi} \right) = 0$$

y, evidentemente, se deduce de esta última que:

$$\frac{\delta y}{\delta \xi} = f(\xi)$$

donde $f(\xi)$ es una función arbitraria de ξ . Una nueva integración nos da:

$$\gamma_2 = \int f(\xi) d\xi + F_2(\eta) = F_1(\xi) + F_2(\eta) \quad [36]$$

siendo $F_1(\xi)$ y $F_2(\eta)$ funciones arbitrarias de ξ y η respectivamente. Si en esta última expresión consideramos las ecuaciones [32] de condición, se tiene:

$$\gamma_2 = F_1\left(t - \frac{x}{a}\right) + F_2\left(t + \frac{x}{a}\right)$$

valor este último que sumado a la solución particular

$$\gamma_1 = h_0 - \int_0^x \sin \alpha dx$$

da la solución general de la [30], que es:

$$\gamma = h_0 - \int_0^x \sin \alpha dx + F_1\left(t - \frac{x}{a}\right) + F_2\left(t + \frac{x}{a}\right) \quad [37]$$

Pero si nos fijamos en la figura 6, se observa la equivalencia,

$$h_0 - \int_0^x \sin \alpha dx = \gamma_0$$

siendo γ_0 la presión estática en el punto de abscisa x . Por lo tanto, la ecuación integral de Allievi tiene la forma definitiva:

$$\gamma = \gamma_0 + F_1\left(t - \frac{x}{a}\right) + F_2\left(t + \frac{x}{a}\right) \quad [38]$$

que da la presión γ , medida en altura de agua, durante el régimen variable, para un punto de abscisa x en el instante t .

En cuanto al cálculo de las velocidades en el régimen variable, fácil es obtener la ecuación correspondiente. En efecto, si se parte de la expresión [21] substituyendo en ella γ por el valor de la [37] se tiene la función:

$$\frac{\delta V}{\delta t} = -\frac{g}{a} \left[F_1\left(t - \frac{x}{a}\right) - F_2\left(t + \frac{x}{a}\right) \right]$$

que integrada entre t y 0 nos da:

$$V - V_0 = -\frac{g}{a} \left[F_1\left(t - \frac{x}{a}\right) - F_2\left(t + \frac{x}{a}\right) \right]$$

o también:

$$V = V_0 - \frac{g}{a} \left[F_1\left(t - \frac{x}{a}\right) - F_2\left(t + \frac{x}{a}\right) \right] \quad [39]$$

segunda solución del problema, en la que V_0 es la ve-

locidad en el régimen permanente, antes de la perturbación.

En resumen, las *soluciones integrales del golpe de ariete* que determinan la presión y velocidad de cualquier punto de la tubería (durante la circulación en régimen variable), en función de su posición x y del tiempo t , son:

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \gamma_0 + F_1\left(t - \frac{x}{a}\right) + F_2\left(t + \frac{x}{a}\right) \\ V &= V_0 - \frac{g}{a} \left[F_1\left(t - \frac{x}{a}\right) - F_2\left(t + \frac{x}{a}\right) \right] \end{aligned} \right\} \quad [40]$$

En cuanto a las funciones arbitrarias F_1 y F_2 se determinan, como más adelante veremos, en cada tipo de perturbación, de acuerdo con las condiciones físicas del problema.

INTERPRETACIÓN FÍSICA DE LAS ECUACIONES INTEGRALES DEL GOLPE DE ARIETE

Consideremos en las anteriores ecuaciones integrales del golpe de ariete, la función arbitraria $F_1\left(t - \frac{x}{a}\right)$: si ésta tiene un valor dado en un punto de abscisa x y para un instante t , volverá a tomar el mismo valor para otro punto de abscisa x' y en el instante t' siempre que se verifique la condición,

$$t - \frac{x}{a} = t' - \frac{x'}{a}$$

de la que se deduce,

$$x' - x = a(t' - t) \quad [41]$$

Esta última ecuación expresa que el fenómeno representado por la función F_1 aparece como una onda que se propaga a lo largo de la conducción con velocidad a y conservando valor constante.

Asimismo, la función $F_2\left(t + \frac{x}{a}\right)$ tendrá un valor invariable para posiciones x y x' en la tubería en los instantes respectivos t y t' en que se verifique la condición

$$t + \frac{x}{a} = t' + \frac{x'}{a}$$

o sea,

$$x' - x = -a(t' - t) \quad [42]$$

Este resultado indica que el fenómeno representado por la función F_2 aparece como una onda que se propaga a lo largo de la tubería con una velocidad $-a$, igual y de signo contrario a la de propagación de F_1 , y conservando también un valor constante.

En consecuencia, las ecuaciones integrales de Allievi [40] expresan que: «Tanto las presiones γ como las velocidades V en el régimen variable, resultan de la composición de dos ondas que se propagan a lo largo de la conducción, la una con velocidad $+a$, y la otra con velocidad $-a$ ».

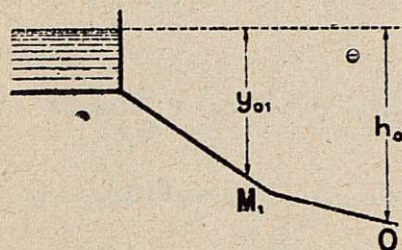


Fig. 8.

Es de gran importancia, además, resaltar el hecho, de que estas ondas son absolutamente independientes de la presión inicial γ_0 en un punto cualquiera M (figura 6) de la conducción y que son solamente funciones de la distancia x de aquél al obturador y del tiem-

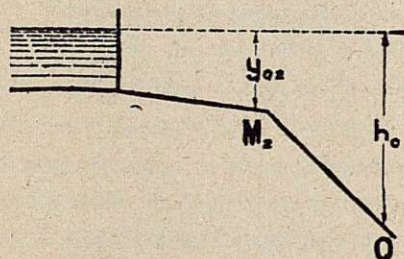


Fig. 9.

po t . Si, en consecuencia, consideramos dos tuberías de la misma longitud cuyos perfiles longitudinales se indican en las figuras 8 y 9, y en ellas dos puntos M_1 y M_2 tales que sus distancias al obturador O sean las mismas, puede observarse que siendo iguales las sobrepresiones absolutas en M_1 y M_2 ,

$$\gamma_1 - \gamma_{01} = \gamma_2 - \gamma_{02}$$

difieren notablemente, en cambio, sus valores relativos:

$$\frac{\gamma_1 - \gamma_{01}}{\gamma_{01}} \neq \frac{\gamma_2 - \gamma_{02}}{\gamma_{02}}$$

lo que es fácil de concebir al tener en cuenta que si depende el golpe de ariete únicamente de la inercia de las masas en movimiento, es independiente en cambio de la presión estática en el punto que se considere.

CELERIDAD DE LAS ONDAS

Por lo que se refiere a la velocidad a de propagación de las ondas, si en la expresión [28 bis] que a continuación vuelve a indicarse

$$\frac{\gamma}{g} \left(\frac{1}{\epsilon} + \frac{D}{Ee} \right) = \frac{1}{a^2}$$

damos a ϵ y γ los valores correspondientes al coeficiente de compresibilidad y peso específico del agua respectivamente, y si para E aplicamos el módulo de elasticidad del material que integra la tubería, deduciremos la celeridad a de una conducción en función de su diámetro D y su espesor e . Con este criterio ha establecido Allievi la siguiente expresión:

$$a = \frac{9.900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}}, \quad [\text{m/s}] \quad [43]$$

en la que K es un coeficiente que tiene los siguientes valores:

Hierro y acero	: $K = 0,50$
Fundición	: $K = 1,00$
Plomo	: $K = 5,00$

Si la tubería es de material prácticamente indeformable, al hacer en la [28 bis]

$$E = \infty$$

resulta para la celeridad a la de propagación del sonido en el agua

$$a = \sqrt{\frac{g\epsilon}{\gamma}} = 1,425 \text{ m/s.} \quad [44]$$

ya que $\epsilon = 200 \times 10^6 \text{ Kg/m}^2$.

ESTUDIO DE LAS CONDICIONES EN LOS LÍMITES

Recordando nuevamente las ecuaciones integrales [40] que resuelven el problema del golpe de ariete,

$$\gamma = \gamma_0 + F_1 \left(t - \frac{x}{a} \right) + F_2 \left(t + \frac{x}{a} \right)$$

$$V = V_0 - \frac{g}{a} \left[F_1 \left(t - \frac{x}{a} \right) - F_2 \left(t + \frac{x}{a} \right) \right]$$

la significación física de la primera es bien sencilla: si hacemos en F_1 y F_2 , $x = at + C_1$ y $x = -at + C_1$ respectivamente, siendo C_1 una constante, transforman-se aquellas funciones en dos cargas constantes $F_1(C)$ y $F_2(C)$ que se propagan a lo largo de la conducción con celeridad a y en sentidos contrarios; las funciones F_1 y F_2 son, por lo tanto, ondas de celeridad a y $-a$ respectivamente. Si en lugar de seguir a dichas ondas en su recorrido, como se acaba de hacer, consideramos un punto fijo de la tubería, es decir, $x = \text{const.}$, las funciones F_1 y F_2 son variables con el tiempo.

Ambas funciones F_1 y F_2 son, *a priori*, desconocidas y para su determinación ha de recurrirse al estudio de las condiciones físicas en los límites. Para $t=0$, antes de comenzar la perturbación, la velocidad del agua es V_0 ante el obturador O (fig. 10); como no existe

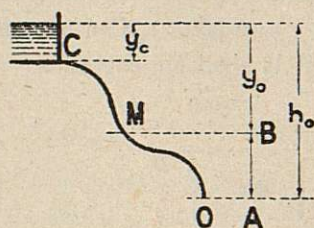


Fig. 10.

sobrepresión por ser el régimen permanente; en consecuencia, como h_0 es la presión en O la aplicación de las ecuaciones integrales [40] de Allievi para $x = 0$ y $t = 0$ da:

$$h_0 = h_0 + F_1(0) + F_2(0)$$

$$V_0 = V_0 - \frac{g}{a} \left[F_1(0) - F_2(0) \right]$$

de donde se deduce:

$$\begin{aligned} F_1(0) + F_2(0) &= 0 \\ F_1(0) - F_2(0) &= 0 \end{aligned} \quad [45]$$

y por lo tanto

$$F_1(0) = F_2(0) = 0$$

es decir: «En el instante inicial, antes de comenzar la perturbación, las funciones F_1 y F_2 son nulas en el obturador; en consecuencia, la presión y velocidad en éste tienen los valores h_0 y V_0 , respectivamente, correspondientes al régimen permanente».

Por otra parte, si el embalse es infinitamente gran-

de, y solamente en este caso, la presión en la embocadura C (fig. 10) es constante e igual a la carga y_0 existente sobre la misma; en consecuencia, aplicando las ecuaciones integrales de Allievi [40] para $x = L$ (L longitud total de la tubería), es decir, en la embocadura, resulta:

$$y_c = y_0 + F_1\left(t - \frac{L}{a}\right) + F_2\left(t + \frac{L}{a}\right)$$

de donde se deduce, para cualquier valor de t :

$$F_2\left(t + \frac{L}{a}\right) = -F_1\left(t - \frac{L}{a}\right) \quad [46]$$

Considerando el período de oscilación $\mu = \frac{2L}{a}$ y substituyendo en la anterior igualdad t por $t - \frac{\mu}{2}$, se deduce:

$$F_2(t) = -F_1\left(t - \frac{2L}{a}\right) = -F_1(t - \mu) \quad [47]$$

Esta igualdad, de gran importancia por permitirnos eliminar una de las funciones F en las ecuaciones de Allievi, expresa claramente que la función F_2 ante el obturador en el instante t , no es otra que la $-F_1$ en el mismo obturador, pero en el instante $t - \mu$; lo que es equivalente a considerar que una onda F_1 que parte del obturador O , se refleja totalmente en el embalse y retrocede a dicho obturador con signo cambiado.

En consecuencia, desde el punto de vista físico, nos encontramos en presencia de un movimiento ondulatorio que se propaga por la tubería con velocidad a y período $\mu = \frac{2L}{a}$.

Teniendo en cuenta la última expresión [47], las ecuaciones de Allievi nos darán para $x=0$ las siguientes relaciones, referentes a las presiones y velocidades en el obturador durante el régimen variable:

$$\left. \begin{aligned} h &= h_0 + F_1(t) - F_1(t - \mu) \\ V &= V_0 - \frac{g}{a} [F_1(t) + F_1(t - \mu)] \end{aligned} \right\} \quad [48]$$

Como la onda F_1 que parte de O no vuelve reflejada a este punto hasta el instante $t = \mu$, las últimas ecuaciones son aplicables a partir de dicho instante.

Si ahora consideramos un punto de abscisa x y hacemos $t' = t + \frac{x}{a}$ la ecuación [47], por verificarse para cualquier valor de t podrá expresarse como sigue:

$$F_2(t') = -F_1(t' - \mu)$$

o lo que es lo mismo:

$$\begin{aligned} F_2\left(t + \frac{x}{a}\right) &= -F_1\left(t - \frac{2L-x}{a}\right) = \\ &= -F_1\left(t - \frac{2(L-x)}{a} - \frac{x}{a}\right) \end{aligned} \quad [49]$$

Esta última igualdad expresa que la función F_2 en el instante t para un punto de abscisa x , no es otra que la función $-F_1$ en el mismo punto anterior y en el instante $t - \frac{2(L-x)}{a}$; esto autoriza a considerar tam-

bién que una onda F_1 parte del obturador O , sufre reflexión total en el embalse ($x = L$) y retrocede con cambio de signo.

Teniendo en cuenta la [49], las ecuaciones de Allievi para un punto de abscisa x toman la forma:

$$\begin{aligned} y &= y_0 + F_1\left(t - \frac{x}{a}\right) - F_1\left(t - \frac{2L-x}{a}\right) \\ V &= V_0 - \frac{g}{a} \left[F_1\left(t - \frac{x}{a}\right) + F_2\left(t - \frac{2L-x}{a}\right) \right] \end{aligned} \quad [50]$$

Vemos, pues, que las condiciones físicas en los límites nos han permitido eliminar una de las funciones F , de modo que quedan las ecuaciones de Allievi en función de la F_1 . En cuanto a la determinación de ésta, se efectuará más adelante para diversos casos, considerando las condiciones en que varíe la circulación.

ESTUDIO DEL GOLPE DE ARIETE EN EL CASO DE CIERRE BRUSCO Y COMPLETO

Dícese que un cierre es *brusco* cuando su duración es inferior al período $\mu = \frac{2L}{a}$; en tal caso la operación del cierre se efectúa completamente, antes de que la onda reflejada en el embalse vuelva al obturador. Si en régimen permanente la presión estática en dicho obturador es h_0 y la velocidad V_0 la aplicación de las [48] teniendo en cuenta que la velocidad al fin del cierre

es nula, nos da, para un cierre en t_1 segundos, las ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned} h_1 &= h_0 + F_1(t_1) \\ O &= V_0 - \frac{g}{a} F_1(t_1) \end{aligned} \right\} \quad [51]$$

de las que se deduce el valor de la función F_1 ,

$$F_1(t_1) = \frac{a V_0}{g}$$

que substituído en la primera de las [51] nos da para la presión h_1 en el obturador:

$$h_1 = h_0 + \frac{a V_0}{g}$$

y para la sobrepresión,

$$h_1 - h_0 = \frac{a V_0}{g} \quad [52]$$

Esta fórmula, que, como decimos, da la sobrepresión en el obturador para un cierre brusco y completo, ha sido establecida por Joukowsky y Allievi y tiene gran importancia, siendo de frecuente uso en la práctica.

Si consideramos ahora el instante $t_2 = t_1 + \mu$, al final del mismo, la velocidad V_2 en el obturador será nula por estar aquél cerrado, y la presión h_2 correspondiente se deducirá de las [48] con los valores iniciales $h = h_0$ y $V = V_0$, resultando:

$$\begin{aligned} h_2 &= h_0 + F_1(t_1 + \mu) - F_1(t_1) \\ O &= V_0 - \frac{g}{a} [F_1(t_1 + \mu) + F_1(t_1)] \end{aligned}$$

De la segunda de las anteriores, se deduce:

$$F_1(t_1 + \mu) + F_1(t_1) = \frac{a V_0}{g}$$

y como anteriormente habíamos hallado

$$F_1(t_1) = \frac{a V_0}{g}$$

resulta que

$$F_1(t_1 + \mu) = 0$$

Por lo tanto la sobrepresión al final del instante $t_1 + \mu$ será:

$$h_2 - h_0 = -\frac{a V_0}{g} \quad [53]$$

De la misma manera hallaríamos para los tiempos $t_1 + 2\mu$, $t_1 + 3\mu$, etc., las sobrepresiones

$$h_3 - h_0 = \frac{a V_0}{g},$$

$$h_4 - h_0 = -\frac{a V_0}{g}$$

En consecuencia, cuando el cierre es muy rápido, el gráfico de sobrepresiones en el obturador estará integrado, como se ve en la figura 11, por rectas paralelas

al eje de tiempos, situadas a distancias $\pm \frac{a V_0}{g}$ y de longitud $\mu = \frac{2L}{a}$.

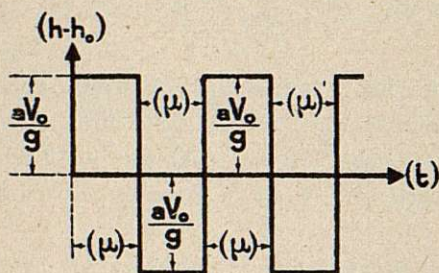


Fig. 11.

CIERRES BRUSCOS Y LENTOS.—GRADO DE APERTURA DEL OBTURADOR

Se ha definido el *cierre brusco* como aquel que se efectúa en un tiempo inferior al período $\mu = \frac{2L}{a}$, por contraposición al *cierre lento* que emplea en su ejecución un tiempo τ superior a dicho período μ . En el cierre brusco, por lo tanto, la operación ya ha terminado cuando la onda reflejada en el embalse de aguas arriba vuelve al obturador contrariamente al cierre lento, que aún continúa cuando dicha onda llega a la válvula de obturación.

El concepto de rapidez establecido para las operaciones de cierre tiene un valor relativo, pues tomándose como término de comparación el tiempo periódico $\mu = \frac{2L}{a}$, compréndese que para un mismo tiempo τ y en una conducción determinada, se tendrá un cierre brusco cuando aquélla sea de gran longitud, y lento cuando su longitud sea pequeña.

En una operación de cierre completo la sección de paso del obturador oscila entre su valor máximo σ_0 correspondiente al principio de aquélla, y el valor cero al fin de la misma; entre dichos valores extremos, σ variará según una gama de valores decrecientes en función del tiempo. Si, por lo tanto, es σ_t la apertura correspondiente al instante t , llámase grado de apertura del obturador en dicho instante, la relación

$$\eta_t = \frac{\sigma_t}{\sigma_0} \quad [54]$$

Al ser, como se ha dicho, σ_0 y 0 los valores inicial y final de σ_t en la operación de cierre completo, los grados de apertura correspondiente valdrán, según la [54], 1 y 0.

APLICACIÓN GENERAL DE LAS ECUACIONES INTEGRALES; SERIES CONCATENADAS DE ALLIEVI.—CASO DE CIERRE LINEAL Y COMPLETO; GOLPE DIRECTO Y GOLPE LÍMITE

Las ecuaciones integrales de Allievi nos han permitido estudiar las presiones en el caso de cierre brusco y completo. Puede, sin embargo, afrontarse el problema en su mayor generalidad llegando a soluciones que permitan el análisis del golpe de ariete en todos los tipos de cierre, sean éstos lentos o bruscos, por medio de las *series concatenadas de Allievi* que a continuación se desarrollan.

Las ecuaciones [48] de Allievi,

$$\begin{cases} h = h_0 + F_1(t) - F_1(t - \mu) \\ V = V_0 - \frac{g}{a} [F_1(t) + F_1(t - \mu)] \end{cases}$$

al dar las presiones y velocidades ante el obturador para todos los valores de t comprendidos entre 0 y el tiempo de cierre τ , nos resuelven el problema en cuestión. Por lo que se refiere a τ , si t_1 es un tiempo tal que $0 < t_1 < \mu$, podrá tener la expresión general

$$\tau = i\mu + t_1 \quad [55]$$

en la que i , número entero, será nulo para el caso de cierre brusco. Si ahora, partiendo del instante 0 (fig. 12) consideramos los tiempos:

$$0, \quad \mu, \quad 2\mu, \quad 3\mu \quad \dots \quad (i-2)\mu, \quad (i-1)\mu, \quad i\mu$$

que designados por

$$0, \quad t_1, \quad t_2, \quad t_3, \quad \dots \quad t_{i-2}, \quad t_{i-1}, \quad t_i$$

caen al final de las fases:

$$0, 1, 2, 3, \dots, i-2, i-1, i$$

la aplicación de las ecuaciones de Allievi nos permite obtener para las presiones h_1, h_2, \dots, h_i y las velocidades V_1, V_2, \dots, V_i ante el obturador al final de las fases, 1, 2, ..., i , respectivamente, los valores:

$$\left. \begin{aligned} h_1 &= h_0 + F_1(\mu) \\ h_2 &= h_0 + F_1(2\mu) - F_1(\mu) \\ h_3 &= h_0 + F_1(3\mu) - F_1(2\mu) \\ &\dots \\ h_{i-2} &= h_0 + F_1((i-2)\mu) - F_1((i-3)\mu) \\ h_{i-1} &= h_0 + F_1((i-1)\mu) - F_1((i-2)\mu) \\ h_i &= h_0 + F_1(i\mu) - F_1((i-1)\mu) \end{aligned} \right\} [56]$$

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= V_0 - \frac{g}{a} F_1(\mu) \\ V_2 &= V_0 - \frac{g}{a} [F_1(2\mu) + F_1(\mu)] \\ V_3 &= V_0 - \frac{g}{a} [F_1(3\mu) + F_1(2\mu)] \\ &\dots \\ V_{i-2} &= V_0 - \frac{g}{a} [F_1((i-2)\mu) + F_1((i-3)\mu)] \\ V_{i-1} &= V_0 - \frac{g}{a} [F_1((i-1)\mu) + F_1((i-2)\mu)] \\ V_i &= V_0 - \frac{g}{a} [F_1(i\mu) + F_1((i-1)\mu)] \end{aligned} \right\} [57]$$

de los que se deducen los dos sistemas de ecuaciones siguientes:

$$\left. \begin{aligned} F_1(\mu) &= h_1 - h_0 \\ F_1(2\mu) &= h_1 + h_2 - 2h_0 \\ F_1(3\mu) &= h_1 + h_2 + h_3 - 3h_0 \\ &\dots \\ F_1((i-1)\mu) &= h_1 + h_2 + \dots + h_{i-1} - (i-1)h_0 \\ F_1(i\mu) &= h_1 + h_2 + \dots + h_{i-1} + h_i - i h_0 \end{aligned} \right\} [58]$$

$$\left. \begin{aligned} F_1(\mu) &= \frac{a}{g} (V_0 - V_1) \\ F_1(2\mu) &= \frac{a}{g} (V_1 - V_2) \\ F_1(3\mu) - F_1(\mu) &= \frac{a}{g} (V_2 - V_3) \\ &\dots \\ F_1((i-1)\mu) - F_1((i-3)\mu) &= \frac{a}{g} (V_{i-2} - V_{i-1}) \\ F_1(i\mu) - F_1((i-2)\mu) &= \frac{a}{g} (V_{i-1} - V_i) \end{aligned} \right\} [59]$$

de las que, por eliminación de las funciones F_1 , se de-

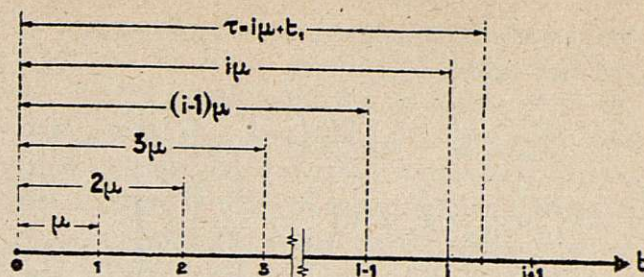


Fig. 12.

ducen las series concatenadas de Allievi, que a continuación aparecen:

$$\left. \begin{aligned} h_1 - h_0 &= \frac{a}{g} (V_0 - V_1) \\ h_1 + h_2 - 2h_0 &= \frac{a}{g} (V_1 - V_2) \\ h_2 + h_3 - 2h_0 &= \frac{a}{g} (V_2 - V_3) \\ &\dots \\ h_{i-2} + h_{i-1} - 2h_0 &= \frac{a}{g} (V_{i-2} - V_{i-1}) \\ h_{i-1} + h_i - 2h_0 &= \frac{a}{g} (V_{i-1} - V_i) \end{aligned} \right\} [60]$$

Desde el punto de vista de la construcción de ábacos interesa el expresar las últimas ecuaciones con independencia de h_0 . Para ello se considera la presión relativa en el obturador al final de la fase i :

$$\zeta_{*i} = \frac{h_i}{h_0} [61]$$

así como la constante:

$$\rho_* = \frac{a V_0}{2 g h_0} [62]$$

que llamada *característica de la conducción* solamente depende de la presión estática h_0 y de la velocidad inicial V_0 correspondiente al régimen permanente. Quedan,

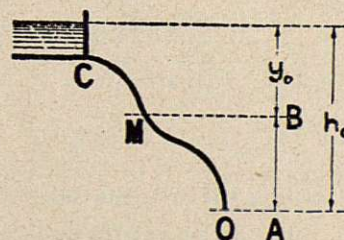


Fig. 13.

en consecuencia, las series concatenadas de Allievi, en la forma siguiente:

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{*1}^2 - 1 &= 2 \rho_* \left(1 - \frac{V_1}{V_0} \right) \\ \zeta_{*1}^2 + \zeta_{*2}^2 - 2 &= 2 \rho_* \left(\frac{V_1}{V_0} - \frac{V_2}{V_0} \right) \\ \zeta_{*2}^2 + \zeta_{*3}^2 - 2 &= 2 \rho_* \left(\frac{V_2}{V_0} - \frac{V_3}{V_0} \right) \\ &\dots\dots\dots \\ \zeta_{*i-2}^2 + \zeta_{*i-1}^2 - 2 &= 2 \rho_* \left(\frac{V_{i-2}}{V_0} - \frac{V_{i-1}}{V_0} \right) \\ \zeta_{*i-1}^2 + \zeta_{*i}^2 - 2 &= 2 \rho_* \left(\frac{V_{i-1}}{V_0} - \frac{V_i}{V_0} \right) \end{aligned} \right\} \quad [63]$$

Ahora bien, si u_i es la velocidad en la sección de salida del obturador O (fig. 13) al final de la fase i , y m el coeficiente de contracción (supuesto constante), al aplicar la ecuación de continuidad entre dicha sección y otra F de la tubería inmediata a aquél, resulta para el instante i ,

$$q_i = FV_i = m \sigma_i u_i = m \sigma_i \sqrt{2g h_i} \quad [64]$$

y para el instante inicial,

$$q_0 = FV_0 = m \sigma_0 u_0 = m \sigma_0 \sqrt{2g h_0} \quad [65]$$

Dividiendo las anteriores igualdades y considerando los conceptos establecidos de presión relativa [61] y grado de apertura [54] referentes al obturador se obtiene la relación:

$$\frac{V_i}{V_0} = \frac{\sigma_i}{\sigma_0} \sqrt{\frac{h_i}{h_0}} = \eta_i \zeta_{*i} \quad [66]$$

que substituida en las [63] nos da las *series concatenadas de Allievi* en función de los grados de apertura del obturador, las cuales toman la siguiente forma:

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{*1}^2 - 1 &= 2 \rho_* (1 - \eta_1 \zeta_{*1}) \\ \zeta_{*1}^2 + \zeta_{*2}^2 - 2 &= 2 \rho_* (\eta_1 \zeta_{*1} - \eta_2 \zeta_{*2}) \\ \zeta_{*2}^2 + \zeta_{*3}^2 - 2 &= 2 \rho_* (\eta_2 \zeta_{*2} - \eta_3 \zeta_{*3}) \\ &\dots\dots\dots \\ \zeta_{*i-2}^2 + \zeta_{*i-1}^2 - 2 &= 2 \rho_* (\eta_{i-2} \zeta_{*i-2} - \eta_{i-1} \zeta_{*i-1}) \\ \zeta_{*i-1}^2 + \zeta_{*i}^2 - 2 &= 2 \rho_* (\eta_{i-1} \zeta_{*i-1} - \eta_i \zeta_{*i}) \end{aligned} \right\} \quad [67]$$

El anterior sistema [67] resuelto sucesivamente para $i = 1, 2, 3, \dots, i$, nos da los valores de la carga ante el obturador O al final de las fases 1.^a, 2.^a, 3.^a, ..., i .^a, res-

pectivamente, en el caso de una conducción de sección constante que arranca de un depósito o cámara de carga infinitamente grande. Allievi lo designa con la denominación de *sistema fundamental* a fin de poner de relieve su gran importancia. En cuanto a la serie de valores

$$t_1 = \mu, \quad t_2 = 2\mu, \quad t_3 = 3\mu, \dots, t_{i-1} = (i-1)\mu, \quad t_i = i\mu,$$

el eminente autor los llama *instantes de ritmo entero* y muestra cómo corresponden a puntos de discontinuidad en la ley de variación de cargas.

Con objeto de aclarar conceptos y a título de ejemplo, vamos a hacer una aplicación de las series concatenadas de Allievi al estudio de las variaciones de presión en el obturador como consecuencia de un *cierre lineal y completo* en τ segundos. Llámase así, el cierre

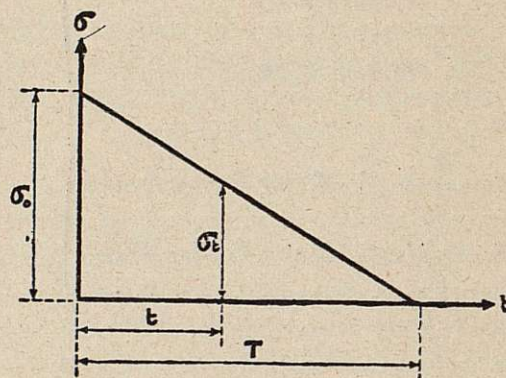


Fig. 14.

durante el cual las secciones σ de paso del obturador varían linealmente con el tiempo como indica la figura 14, desde la máxima apertura σ_0 en el instante inicial hasta cero al cabo del tiempo τ final de la operación. Si, por lo tanto, σ_t es la sección de paso correspondiente a un instante t del cierre, el grado de apertura del obturador tendrá por expresión:

$$\eta_t = \frac{\sigma_t}{\sigma_0} = \frac{\tau - t}{\tau} = 1 - \frac{t}{\tau} \quad [68]$$

y considerando el tiempo relativo de cierre

$$\theta = \frac{t}{\tau} \quad [69]$$

el grado de apertura η_i al final de la fase i , será, según la [68], y teniendo en cuenta que $t_i = i\mu$,

$$\eta_i = 1 - \frac{i}{\theta} \quad [70]$$

Después de lo que antecede vamos a calcular la *presión relativa al final de la primera fase*, llamada *golpe directo*. Entonces, el grado de apertura valdrá, al hacer $i = 1$,

$$\eta_1 = 1 - \frac{1}{\theta} \quad [71]$$

y tomando la primera de las [67], convenientemente desarrollada se transformará en la ecuación de segundo grado.

$$\zeta_{*1}^2 + 2\rho_*\eta_1\zeta_{*1} - (1 + 2\rho_*) = 0 \quad [72]$$

cuya solución positiva nos resuelve el problema dándonos para ζ_{*1} el valor:

$$\zeta_{*1} = \sqrt{\frac{h_1}{h_0}} = -\rho_*\eta_1 + \sqrt{\rho_*^2\eta_1^2 + 1 + 2\rho_*} \quad [73]$$

del que obtenemos el *golpe directo*

$$\frac{h_1}{h_0}$$

En el caso de *cierre brusco y completo* habíamos deducido directamente para la sobrepresión la ecuación siguiente:

$$h_1 - h_0 = \frac{aV_0}{g} \quad [74]$$

a la cual se llega también aplicando la [73], dada la generalidad de ésta. En efecto, por ser $\zeta < \mu$ la obturación será completa antes de terminar la primera fase, y, por lo tanto, el grado de apertura η_1 será nulo. Si, en consecuencia, consideramos en la [73] $\eta_1 = 0$ resulta para el golpe directo el valor:

$$\zeta_{*1}^2 = \frac{h_1}{h_0} = 1 + 2\rho_* \quad [75]$$

y substituyendo en éste, ρ_* por su equivalente $\frac{aV_0}{2gh_0}$ llegase a la misma expresión [74].

Volviendo a la ecuación [72], si se pone en la forma:

$$\zeta_{*1}^2 = 1 + 2\rho_*(1 - \eta_1\zeta_{*1}) \quad [76]$$

nos indica que el máximo valor susceptible de alcanzarse por el golpe directo ζ_{*1}^2 es aquel para el cual $\eta_1 = 0$, o sea, el correspondiente al cierre brusco y completo, dado por la [75]. Además, como el golpe de ariete es consecuencia de la percusión originada

al anularse la cantidad de movimiento de la masa fluída que circula por el conducto, tendrá tanto más importancia cuanto menor sea el tiempo en el que dicha anulación se lleva a cabo, es decir, cuanto menos dure la obturación completa. Por lo tanto, los máximos golpes de ariete corresponderán a tiempos de cierre comprendidos dentro de la primera fase; y, como acabamos de ver que entre todos éstos el mayor es el producido en una operación brusca y completa, podemos afirmar que: «El golpe directo en el cierre brusco y completo, expresado por la ecuación [75], es el mayor valor que puede alcanzar ante el obturador la presión relativa ζ_{*1}^2 en el curso de un cierre lineal cualquiera».

Después de lo que antecede, vamos a ver cómo se construye la curva de variación de cargas partiendo de las series concatenarias de Allievi. Para ello, una vez deducido ζ_{*1} de la ecuación [73] se substituye su valor en la segunda de las [67] en la que, además,

haremos $\eta_2 = 1 - \frac{2}{\theta}$, con lo que obtendremos ζ_{*2} , valor que, substituído a su vez en la tercera ecuación [67],

donde $\eta_3 = 1 - \frac{3}{\theta}$ nos permitirá conocer ζ_{*3} , y así sucesivamente, se procederá de la misma forma para calcular $\zeta_{*4} \dots \zeta_{*i-1} \zeta_{*i}$.

Puede comprobarse por el método arriba indicado, y Allievi lo demuestra en su obra original, que las presiones relativas $\zeta_{*1}^2, \zeta_{*2}^2 \dots \zeta_{*i-1}^2, \zeta_{*i}^2$, tienden hacia un valor límite ζ_{*m}^2 , sea por valores crecientes o por valores alternativamente mayores y menores que aquél.

Por lo tanto, para calcular en valor límite ζ_{*m}^2 , haremos en la última ecuación [67]:

$$\zeta_{*i-1} \cong \zeta_{*i} \cong \zeta_{*m}$$

con lo que obtendremos:

$$2\zeta_{*m}^2 - 2 = 2\rho_*\zeta_{*m}(\eta_{i-1} - \eta_i) \quad [77]$$

y teniendo en cuenta que

$$\eta_{i-1} - \eta_i = 1 - \frac{i-1}{\theta} - 1 + \frac{i}{\theta} = \frac{1}{\theta}$$

transfórmase la [77] en la ecuación de segundo grado.

$$\zeta_{*m}^2 - 1 = \frac{\rho_*}{\theta}\zeta_{*m} \quad [78]$$

cuya solución positiva

$$\xi_{*m} = \frac{\rho_*}{2\theta} + \sqrt{\left(\frac{\rho_*}{2\theta}\right)^2 + 1} \quad [79]$$

elevada al cuadrado nos da el llamado *golpe límite* o *presión límite relativa* correspondiente al período perturbado.

Los estudios de Allievi han puesto de manifiesto las leyes que rigen el cierre lineal del obturador, y demuestran que los gráficos de las presiones ante aquél pueden clasificarse en un cierto número de *curvas-tipos* de las que reproducimos esquemáticamente las tres correspondientes a las figuras 15, 16 y 17. En ellas se observa que la máxima presión relativa ξ_{*max}^2 puede producirse ya al final de la primera fase (fig. 15), coincidiendo con el *golpe directo*, ya durante o al fin de una de las fases siguientes (figs. 16 y 17).

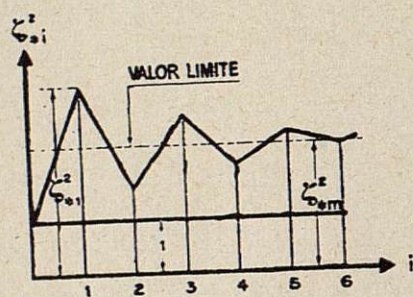


Fig. 15.

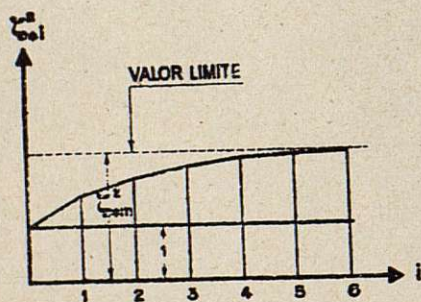


Fig. 16.

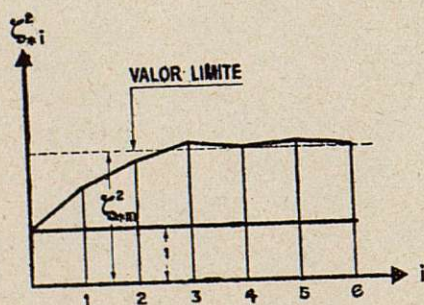


Fig. 17.

Evidentemente, la construcción de los gráficos anteriores se ha llevado a cabo fijando ξ_{*1}^2 por la ecuación [73] y procediendo por substituciones sucesivas en las series [67] hasta obtener las ordenadas $\xi_{*1}^2, \xi_{*2}^2 \dots \xi_{*i-1}^2, \xi_{*i}^2$; en cuanto al valor límite ξ_{*m}^2 , ha sido determinado por la fórmula [79].

Como síntesis de su teoría, desarrollada en lo que antecede, Allievi ha establecido un ábaco en función de ρ_* y θ que da la máxima presión relativa ξ_{*max}^2 ante el obturador para un cierre a cualquier velocidad. Dicho ábaco puede verse, por ejemplo, en la página 512 de la obra de Creager And Justin «Hydroelectric Handbook», edición de 1927, o en el tomo I, página 471, del libro de Gómez Navarro «Saltos de Agua y Presas de Embalse», edición 1944.

Para el cálculo de la presión máxima ξ_{*max}^2 en un cierre lineal es corriente en la práctica el determinar los golpes directos ξ_{*i}^2 y límite ξ_{*m}^2 por las fórmulas [73] y [79] respectivamente, tomando el mayor de ellos como ξ_{*max}^2 ; lo que tiene suficiente exactitud.

Supongamos ahora que el cierre termina al final de la fase i . En tal caso, al ser $V_i = 0$, la aplicación de las ecuaciones integrales [48] de Allievi nos da:

$$\begin{aligned} h_i - h_0 &= F_1(i\mu) - F_1((i-1)\mu) \\ 0 &= V_0 - \frac{g}{a} \left[F_1(i\mu) + F_1((i-1)\mu) \right] \end{aligned}$$

Y como, por tender las presiones relativas hacia el valor límite ξ_{*m}^2 dado por la [79] se verifica, según ya dijimos, que $\xi_{*i-1}^2 \cong \xi_{*i}^2 \cong \xi_{*m}^2$ y en consecuencia $h_i \cong h_m = h_0 \xi_{*m}^2$, el sistema anterior se transforma en el siguiente:

$$\left. \begin{aligned} h_0 \left(\xi_{*m}^2 - 1 \right) &= F_1(i\mu) - F_1((i-1)\mu) \\ \frac{a V_0}{g} &= F_1(i\mu) + F_1((i-1)\mu) \end{aligned} \right\} \quad [80]$$

del que se deduce para la función $F_1(i\mu)$ el valor,

$$F_1(i\mu) = \frac{a V_0}{2g} + \frac{h_0}{2} \left(\xi_{*m}^2 - 1 \right) \quad [81]$$

Ahora bien, las mismas ecuaciones integrales de Allievi aplicadas al final de la fase $i+1$ en la cual a su vez $V_{i+1} = 0$, nos llevan al sistema

$$\left. \begin{aligned} h_{i+1} - h_0 &= F_1((i+1)\mu) - F_1(i\mu) \\ \frac{a V_0}{g} &= F_1((i+1)\mu) - F_1(i\mu) \end{aligned} \right\} \quad [82]$$

del que se obtiene, al considerar la [81], para valor de la sobrepresión al final de la fase $i + 1$,

$$h_{i+1} - h_0 = -h_0 \left(\zeta_{*m}^2 - 1 \right) \quad [83]$$

y como $\zeta_{*m}^2 = \frac{h_m}{h_0}$, siendo h_m la presión límite ante el obturador, resulta en definitiva:

$$h_{i+1} - h_0 = -(h_m - h_0) \quad [84]$$

es decir, que al final de la fase $i + 1$ se produce una *depresión* de igual valor absoluto que la *sobrepresión* $h_m - h_0$ correspondiente al fin del cierre.

Despejando en el sistema [82] la función $F_1((i + 1)\mu)$ y teniendo en cuenta la [84], dedúcese para aquélla:

$$F_1((i + 1)\mu) = \frac{a V_0}{2g} - \frac{h_m - h_0}{2} \quad [85]$$

Este valor, substituído en las ecuaciones de Allievi para el final de la fase $i + 2$, en la que $V_{i+2} = 0$ nos da, a su vez, el sistema:

$$\left. \begin{aligned} h_{i+2} - h_0 &= F_1((i + 2)\mu) - \frac{a V_0}{2g} + \frac{h_m - h_0}{2} \\ \frac{a V_0}{g} &= F_1((i + 2)\mu) + \frac{a V_0}{2g} - \frac{h_m - h_0}{2} \end{aligned} \right\} \quad [86]$$

del que resulta para la sobrepresión $h_{i+2} - h_0$ el valor:

$$h_{i+2} - h_0 = h_m - h_0 \quad [87]$$

que indica cómo al final de la fase $i + 2$ vuelve a producirse una sobrepresión análoga a la $h_m - h_0$ del final del cierre.

Si siguiéramos aplicando reiteradamente las ecuaciones de Allievi al final de las fases $i + 3$, $i + 4$, etcétera, hallaríamos, análogamente a los resultados [84] y [87], una serie alternativa de sobrepresiones y depresiones de valor absoluto igual a la sobrepresión límite de cierre.

Compréndese, sin embargo, que al existir en la conducción pérdidas de carga, no tenidas en cuenta en el estudio del golpe de ariete por su pequeña importancia relativa a los efectos de aquél, las sobrepresiones y depresiones posteriores al cierre van amortiguándose como consecuencia de las indicadas resistencias pasivas, hasta anularse completamente. En consecuencia, los resultados [84] y [87], por lo que se

refiere a sus valores absolutos, son puramente teóricos, y se verifica realmente que:

$$|h_m - h_0| > |h_{i+1} - h_0| > |h_{i+2} - h_0| > |h_{i+3} - h_0| > \dots$$

De cuanto antecede dedúcese, corroborando lo indicado en el principio de este trabajo, que cuando se efectúa un cierre en el obturador aparece el *golpe de ariete positivo* cuya magnitud límite se calcula por la ecuación [79], y, una vez terminada la obturación, cesa la sobrepresión positiva (véase la fig. 1), oscilan hasta un valor negativo respecto a la línea de carga estática, cuyo valor absoluto es ligeramente inferior a la sobrepresión límite citada y continúa después el fenómeno como oscilación amortiguada de sobrepresiones y depresiones, que llega a anularse debido a los rozamientos, remolinos y cambios de dirección de los filetes fluidos.

De análoga forma a como se ha hecho para el cierre, puede estudiarse el golpe de ariete por medio de las series concatenadas de Allievi, en el caso de una apertura lineal de obturador. El proceso que hay que seguir es análogo al que acaba de desarrollarse y no ofrece, después de lo que antecede, ninguna dificultad. Se llega de tal forma a calcular la *depresión límite* de apertura (véase fig. 2), la cual, una vez terminada ésta, oscila, transformándose en una sobrepresión de valor absoluto ligeramente inferior a dicha depresión límite; y similarmente al caso de cierre se establece una oscilación amortiguada de depresiones y sobrepresiones, que termina anulándose por efecto de las resistencias pasivas arriba citadas.

SOBRESIONES Y DEPRESIONES MÁXIMAS EN LAS TUBERÍAS; MÉTODO DE GALÍ.—RECAPITULACIÓN DE RESULTADOS

Como ya se ha visto en lo que precede, las ecuaciones integrales de Allievi nos han llevado a las *series concatenadas* con las que hemos deducido las sobrepresiones por golpe de ariete ante el obturador para cierres completos, tanto bruscos como lineales. De forma análoga a las operaciones de cierre calcúlanse por la teoría de Allievi las depresiones originadas para aperturas completas, sean lineales o bruscas.

Por otra parte, tanto en los cierres como en las aperturas lineales cabe considerar, además de las arriba indicadas, infinitas operaciones *incompletas*, es de-

cir, cierres o aperturas desde una sección cualquiera del obturador a otra arbitrariamente elegida; y naturalmente, cada operación incompleta que se efectúe dará lugar a una sobrepresión o depresión diferentes.

Interesa, por lo tanto, saber cuál, entre todas las operaciones lineales (ya sean totales o parciales), de cierre o apertura que pueden efectuarse, es la que dará lugar a la sobrepresión o depresión máximas ante el obturador.

Aunque el Conde de Sparre, fundándose en la teoría de Allievi, dedujo para el cálculo del golpe de ariete máximo las fórmulas que llevan su nombre (véase, por ejemplo, la obra de M. Charles Camichel «Leçons sur les conduites», Gauthier-Villars et Cie., Éditeurs. París, 1930), la resolución de este importante problema la llevó a cabo por un método original sencillo y riguroso un Ingeniero Industrial español; el malogrado D. José Galí Fabra, eminente catedrático de Hidráulica que fué, en la Escuela Especial de Ingenieros Industriales de Barcelona.

El método de Galí que a continuación vamos a desarrollar, apareció en el núm. 36 de la revista *Técnica*, correspondiente a diciembre de 1920, y los resultados interesantes a que llega se han visto confirmados posteriormente en el moderno sistema gráfico de Bergeron (del que más adelante trataremos). Es comprensible no haya tenido más publicidad en España.

Si nos referimos a una tubería de característica única (fig. 18) sobre cuyo obturador O actúa la presión

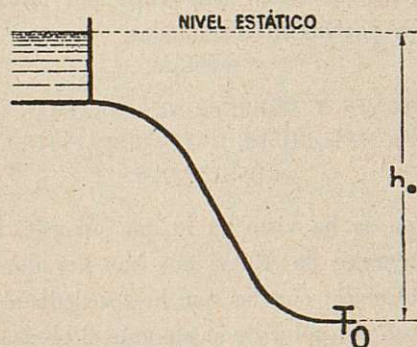


Fig. 18.

estática h_0 en régimen permanente, y consideramos además las operaciones lineales de cierre y apertura que aparecen, respectivamente, en las figuras 19 y 20, los cálculos del profesor Galí que vamos a detallar, hacen intervenir las características siguientes:

- h_0 Altura de carga sobre el obturador.
- D Diámetro de la tubería.
- e Espesor de la tubería.
- L Longitud de la tubería.
- Ω_0 Sección de máxima apertura del obturador.

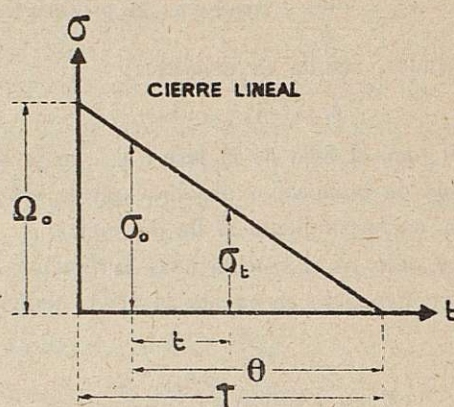


Fig. 19.

- σ_0 Sección del obturador en el instante en que comienza la operación de cierre o apertura.
- σ_t Sección del obturador en un instante t contado a partir del comienzo del cierre o apertura.
- V_0 Velocidad de régimen permanente en la tubería para la máxima apertura del obturador.
- v_0 Velocidad de régimen permanente en la tubería correspondiente a la apertura σ_0 del obturador en el instante en que comienza la

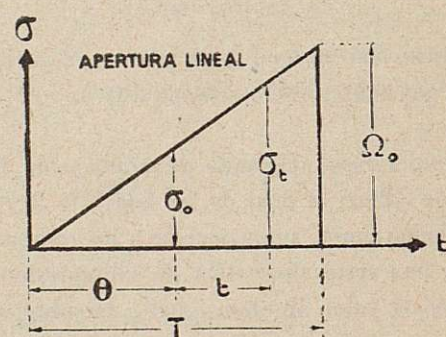


Fig. 20.

maniobra de éste. (Si el cierre empieza a partir de la apertura máxima $v_0 = V_0$; si la apertura comienza con el obturador cerrado $v_0 = 0$.)

- v_t Velocidad de régimen variable en la tubería correspondiente a la apertura σ_t en un ins-

tante t contado desde que comienza la operación de cierre o apertura.

T Tiempo total de cierre a partir de la apertura σ_0 del obturador o tiempo total de apertura desde el cierre completo hasta σ_0 .

t Tiempo transcurrido desde el principio de la maniobra (apertura o cierre) hasta la apertura σ_t del obturador.

δ Sobrepresión o depresión ante el obturador en el instante t del régimen variable.

Δ Sobrepresión o depresión máximas ante el obturador.

Ahora bien, de los gráficos de cierre y apertura indicados en las figuras 19 y 20, respectivamente, se deduce la siguiente relación:

$$\frac{\sigma_0}{\Omega_0} = \frac{\theta}{T} \quad [88]$$

Además, para el cierre lineal (fig. 19) se verifica:

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_0} = \frac{\theta - t}{\theta} \quad [89]$$

y en la apertura lineal (fig. 20) se tiene a su vez:

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_0} = \frac{\theta + t}{\theta} \quad [90]$$

de la [88] se deduce para σ_0 el valor

$$\sigma_0 = \Omega_0 \frac{\theta}{T} \quad [91]$$

que substituído en la [89] nos da:

$$\sigma_t = \Omega_0 \frac{\theta - t}{T} \quad [92]$$

como expresión de la apertura del obturador al cabo del tiempo t contado a partir del principio de un *cierre lineal*.

Asimismo la expresión [91] substituída en la [90] nos lleva a la siguiente:

$$\sigma_t = \Omega_0 \frac{\theta + t}{T} \quad [93]$$

que es la apertura del obturador al cabo de un tiempo t contado desde el comienzo de una *apertura lineal*.

Aplicando la ecuación de continuidad entre la sección del obturador completamente abierto y otra in-

mediata de la tubería se tiene en régimen permanente la siguiente equivalencia:

$$\frac{\pi D^2}{4} V_0 = m \Omega_0 \sqrt{2 g h_0} \quad [94]$$

en la que m es el coeficiente de contracción del obturador, que se supone constante.

Una nueva aplicación de la ley de continuidad entre la sección del obturador con la apertura σ_0 y otra inmediata de la conducción, nos da, en régimen permanente, la ecuación,

$$\frac{\pi D^2}{4} v_0 = m \sigma_0 \sqrt{2 g h_0} \quad [95]$$

en la que, como arriba se indicó, m , coeficiente de contracción del obturador, se considera constante.

De las dos anteriores expresiones se deduce la relación,

$$\frac{V_0}{v_0} = \frac{\Omega_0}{\sigma_0} \quad [96]$$

de la que se obtiene:

$$v_0 = V_0 \frac{\sigma_0}{\Omega_0} \quad [97]$$

y esta última, teniendo en cuenta la [88] nos lleva en definitiva a la expresión,

$$v_0 = V_0 \frac{\theta}{T} \quad [98]$$

en la que, como ya se sabe, las magnitudes indicadas tienen la siguiente significación:

v_0 Velocidad de régimen permanente en la tubería para la sección σ_0 del obturador, al comienzo de una operación.

V_0 Velocidad de régimen permanente en la conducción para la máxima apertura Ω_0 del obturador.

θ Tiempo que se precisa, en una ley lineal de cierre dada, para pasar de la sección σ_0 del obturador al cierre completo; o también, tiempo necesario en una ley lineal dada de apertura, para pasar desde la obturación completa a la sección σ_0 .

T Tiempo empleado en una operación lineal y completa.

Sea (fig. 18) una tubería de forma cualquiera y característica única a la que alimenta un embalse infi-

nitamente grande, cuyo nivel se mantiene constante, y supongamos que por ella circula el agua en régimen permanente con velocidad v_0 correspondiente a la apertura σ_0 del obturador; en tales condiciones la presión en éste será la carga hidrostática h_0 que gravita sobre el mismo. Al maniobrar dicho obturador para modificar la circulación, el paso de un régimen a otro no se verifica, según ya se ha dicho, ni instantáneamente ni siquiera de manera continua; entre los dos estados sucesivos de régimen permanente (el anterior y el posterior a la maniobra), se registran fuertes oscilaciones en la presión y velocidad del agua, que, por constituir un *régimen variable* intermedio, vamos a continuación a estudiar.

Si, por lo tanto, llamamos v_t la velocidad en la conducción correspondiente al instante t del régimen variable contado desde el principio de la maniobra, y si h_t es la presión en el obturador O , en dicho instante, las ecuaciones de Allievi [48] se expresarán en este caso como sigue:

$$\left. \begin{aligned} h_t - h_0 = \delta &= F_1(t) - F_1(t - \mu) \\ v_t &= v_0 - \frac{g}{a} \left[F_1(t) + F_1(t - \mu) \right] \end{aligned} \right\} \quad [99]$$

Pero al comentar en la segunda parte del presente estudio, la fórmula [75], correspondiente al cierre brusco y completo, que a continuación repetimos,

$$\zeta_{*1}^2 = 1 + 2 \rho_*$$

habíamos demostrado que las mayores sobrepresiones se producen cuando el tiempo de maniobra está dentro de la *fase directa*, es decir, para

$$0 < t < \mu$$

y puede decirse lo mismo de las depresiones.

Como en este caso queremos calcular la sobrepresión o depresión máxima-maximorum, consideraremos un tiempo t de cierre o apertura tal que $0 < t < \mu$, en cuyo caso las ecuaciones [99] de Allievi tomarán la forma:

$$\left. \begin{aligned} \delta &= F_1(t) \\ v_t &= v_0 - \frac{g}{a} F_1(t) \end{aligned} \right\} \quad [100]$$

Substituyendo en la segunda de las anteriores el valor de $F_1(t)$ dado por la primera resulta,

$$\delta = \frac{a}{g} (v_0 - v_t) \quad [101]$$

como valor de la sobrepresión o depresión δ ante el obturador, para una maniobra de cierre o apertura efectuada en un tiempo t comprendido dentro de la *fase directa*.

Esta última fórmula [101] exige el conocimiento de la velocidad v_t de régimen variable en la tubería al cabo del tiempo t de comenzada la maniobra; como en dicho instante t la presión en el obturador será $h_0 + \delta$, la ecuación de continuidad entre la sección del obturador y otra inmediata de la conducción nos da:

$$\frac{\pi D^2}{4} v_t = m \sigma_t \sqrt{2g(h_0 + \delta)} \quad [102]$$

y dividiendo esta última por la ecuación [95] resulta:

$$\frac{v_t}{v_0} = \frac{\sigma_t}{\sigma_0} \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} \quad [103]$$

expresión que para el cierre lineal se transforma, teniendo en cuenta la [89], en la siguiente:

$$\frac{v_t}{v_0} = \frac{\theta - t}{\theta} \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} \quad [104]$$

y para la apertura lineal, considerando la [90], en:

$$\frac{v_t}{v_0} = \frac{\theta + t}{\theta} \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} \quad [105]$$

Substituyendo ahora en las [104] y [105] el valor de v_0 dado por la expresión [98], se tienen, en definitiva, como valores de la velocidad v_t de régimen variable en el instante t contado a partir del comienzo de la maniobra y comprendido dentro de la fase directa, las expresiones siguientes:

$$v_t = V_0 \frac{\theta - t}{T} \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} \quad [106]$$

$$v_t = V_0 \frac{\theta + t}{T} \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} \quad [107]$$

que corresponden, al caso de cierre lineal, la primera, y la segunda, a la apertura lineal.

Substituidos los valores de v_t dados por las [106] y [107] en la [101] y teniendo en cuenta la expresión [98], de v_0 se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$\delta = \frac{a V_0}{g T} \left[\theta - (\theta - t) \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} \right] \quad [108]$$

$$\delta = \frac{a V_0}{g T} \left[\theta - (\theta + t) \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} \right] \quad [109]$$

que nos dan: la primera, la *sobrepresión* δ para un cierre lineal verificado en un tiempo t comprendido dentro de la fase directa, y la segunda, la *depresión* δ para una apertura lineal verificada en un tiempo t , dentro también de la fase directa.

Fundándonos en las últimas fórmulas, vamos a determinar los máximos de δ tanto para el cierre como para la apertura lineales:

A) CIERRE LINEAL.—Refiriéndonos a la figura 21, si suponemos que la sobrepresión máxima se produce en una operación efectuada a partir de una apertura σ_0 del obturador, tendremos evidentemente que el tiempo de cierre completo a partir de la misma será θ . Ahora

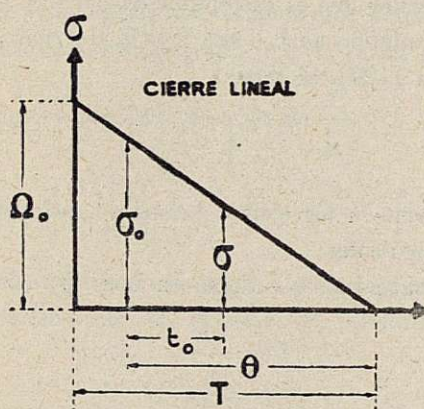


Fig. 21.

bien, en tales condiciones el máximo de δ se originará por algún cierre parcial verificado en un tiempo t_0 (contado a partir del principio de la operación), tal que,

$$t_0 \leq \theta$$

puesto que como límite $t_0 = \theta$, para un cierre completo. Si en consecuencia hacemos $t = t_0$, la ecuación [108] se expresará como sigue:

$$\delta = \frac{a V_0}{g T} \left[\theta - (\theta - t_0) \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} \right] \quad [116]$$

y derivando parcialmente esta última con relación a θ , resulta la ecuación,

$$\frac{\partial \delta}{\partial \theta} = \frac{a V_0}{g T} \left[1 - \frac{\theta - t_0}{2 \sqrt{h_0} \sqrt{h_0 + \delta}} \frac{\partial \delta}{\partial \theta} - \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} \right] \quad [111]$$

de la que se deduce,

$$\frac{\partial \delta}{\partial \theta} = \frac{a V_0}{g T} \frac{1 - \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}}}{1 + \frac{a V_0}{g T} \frac{\theta - t_0}{2 \sqrt{h_0} \sqrt{h_0 + \delta}}} \quad [112]$$

En esta expresión, por ser $\delta > 0$ (se trata de una sobrepresión de cierre) y $\theta \geq t_0$, se verifica evidentemente que

$$\frac{\partial \delta}{\partial \theta} < 0 \quad [113]$$

lo que indica que la [110], es decir, $\delta = \varphi(\theta)$ es *decreciente*. En consecuencia, el máximo valor de δ , corresponderá al menor de θ ; y como $\theta \geq t_0$, dicho máximo aparecerá para

$$\theta = t_0. \quad [114]$$

Por lo tanto, al substituir en la [110] θ por t_0 , resulta:

$$\delta = \frac{a V_0}{g T} t_0 \quad [115]$$

que indica cómo δ crece con t_0 y su valor máximo corresponderá al máximo que pueda tomar t_0 . Podemos ahora considerar los dos casos siguientes de cierre:

1) *Cierre rápido*.—En este caso, como se verifica que

$$T \leq \frac{2L}{a}$$

el máximo valor que puede tomar t_0 es evidentemente,

$$t_0 = T. \quad [116]$$

Substituyendo, en consecuencia, este valor de t_0 dado por la [116] en la [115] resulta, para sobrepresión máxima-maximorum en el caso de cierre rápido,

$$\Delta = \frac{a V_0}{g} \quad [117]$$

valor que se dedujo al principio de este estudio para el cierre brusco y completo.

2) *Cierre lento*.—Como en este tipo de cierre se tiene que:

$$T > \frac{2L}{a}$$

el mayor valor que podrá tener t_0 será:

$$t_0 = \frac{2L}{a} \quad [118]$$

ya que, como más arriba recordamos, los valores de t_0 han de estar comprendidos dentro de la fase directa. Substituyendo, pues, el valor de t_0 dado por la [118] en la [115], resulta como valor de la sobrepresión máxima-maximorum en un cierre lento:

$$\Delta = \frac{2LV_0}{gT} \quad [119]$$

expresión que, por ser la fórmula de Micheaud, comprueba lo que dijimos al principio de este estudio sobre los límites de aplicación de esta última.

B) APERTURA LINEAL.—Suponiendo en este caso (figura 22), que la máxima depresión se produce para

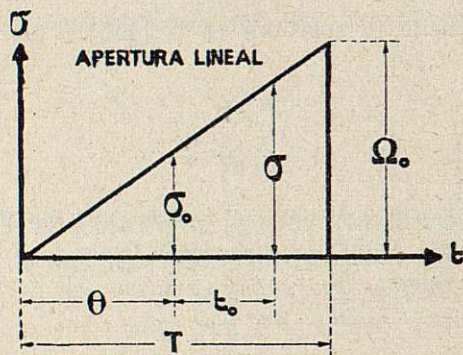


Fig. 22.

una operación efectuada a partir de la apertura σ_0 del obturador, tendremos evidentemente, que el máximo valor de la depresión δ se originará al cabo de un tiempo t_0 de comenzada la citada operación, siendo $0 < t_0 < \mu$. Por lo tanto, la [109] se transforma en la siguiente:

$$\delta = \frac{aV_0}{gT} \left[\theta - (\theta + t_0) \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} \right] \quad [120]$$

Si derivamos esta expresión respecto a θ se tiene, análogamente al caso de cierre,

$$\frac{\partial \delta}{\partial \theta} = \frac{aV_0}{gT} \left[1 - \frac{\theta + t_0}{2 \sqrt{h_0}} \frac{\delta}{\sqrt{h_0 + \delta}} - \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} \right] \quad [121]$$

expresión de la que se deduce,

$$\frac{\partial \delta}{\partial \theta} = \frac{aV_0}{gT} \frac{1 - \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}}}{1 + \frac{aV_0}{gT} \frac{\theta + t_0}{2 \sqrt{h_0} \sqrt{h_0 + \delta}}} \quad [122]$$

y como $\delta < 0$ (se trata de una depresión de apertura) se verificará:

$$\frac{\partial \delta}{\partial \theta} > 0 \quad [123]$$

lo que indica que siendo $\delta = \varphi(\theta)$ creciente en valor relativo, decrece en valor absoluto al crecer θ , ya que, como arriba hemos indicado $\delta < 0$. En consecuencia, el máximo valor que es susceptible de tomar δ , corresponderá al mínimo de θ , o sea, $\theta = 0$. Haciendo, pues, $\theta = 0$ en la [120], se tiene:

$$\delta = -\frac{aV_0}{gT} \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} t_0 \quad [124]$$

y análogamente a los cierres hemos de distinguir los dos casos siguientes:

1) *Apertura rápida.*—Como en esta operación

$$T \leq \frac{2L}{a}$$

el mayor valor que puede tomar t_0 es:

$$t_0 = T, \quad [125]$$

y substituyendo este valor en la [124] nos da la ecuación,

$$\Delta = -\frac{aV_0}{g} \sqrt{\frac{h_0 + \Delta}{h_0}} \quad [126]$$

y como en la práctica se procura que $\frac{\Delta}{h_0} < 1$, la última expresión se puede desarrollar como sigue por el binomio de Newton despreciando los términos de 2.º grado:

$$\Delta = -\frac{aV_0}{g} \left(1 + \frac{\Delta}{h_0} \right)^{\frac{1}{2}} = -\frac{aV_0}{g} \left(1 + \frac{\Delta}{2h_0} \right)$$

resulta para la depresión máxima-maximorum en las aperturas rápidas el valor:

$$\Delta = -\frac{aV_0}{g} \frac{1}{1 + \frac{aV_0}{2gh_0}} \quad [127]$$

2) *Apertura lenta.*—Como en este caso

$$T > \frac{2L}{a}$$

el máximo de la t_0 será $t_0 = \frac{2L}{a}$ ya que ha de estar comprendido dentro de la fase directa. Substituyendo, pues, en la [124], t_0 por $\frac{2L}{a}$ se tiene la expresión:

$$\Delta = -\frac{2LV_0}{gT} \sqrt{\frac{h_0 + \Delta}{h_0}} \quad [128]$$

la que desarrollada por el binomio, despreciando los términos de segundo grado, por la razón arriba indi-

cada de considerar el caso de ser $\frac{\Delta}{h_0} < 1$, nos da:

$$\Delta = -\frac{2LV_0}{gT} \left(1 + \frac{\Delta}{h_0}\right)^{\frac{1}{2}} = -\frac{2LV_0}{gT} \left(1 + \frac{\Delta}{2h_0}\right)$$

y de esta expresión se deduce para la depresión máxima-maximorum en el caso de apertura lenta, el valor:

$$\Delta = -\frac{2LV_0}{gT} \frac{1}{1 + \frac{LV_0}{gh_0T}} \quad [129]$$

El método de Galí precedentemente desarrollado, al determinar las máximas sobrepresiones y depresiones producidas en las tuberías forzadas como consecuencia de operaciones lineales de cierre y apertura, respectivamente, nos conduce a los interesantes resultados que a continuación se recapitulan:

A) MÁXIMAS SOBREPRESIONES PRODUCIDAS EN CIERRES LINEALES.—Si se considera una ley lineal (fig. 23), tal que el cierre completo a partir de la máxima apertura Ω_0 del obturador exija un tiempo T , de todas las operaciones, total o parciales, que dentro de dicha ley cabe efectuar, habrá una, según sabemos, que producirá la sobrepresión máxima. Aunque las sobrepresiones máximas-maximorum tienen lugar para cierres, cuyos tiempos t de maniobra caen dentro de la fase directa, es decir, cuando:

$$0 < t < \mu$$

dichos cierres pueden estar comprendidos dentro de *leyes lineales rápidas* en las que, según se sabe:

$$T \leq \frac{2L}{a}$$

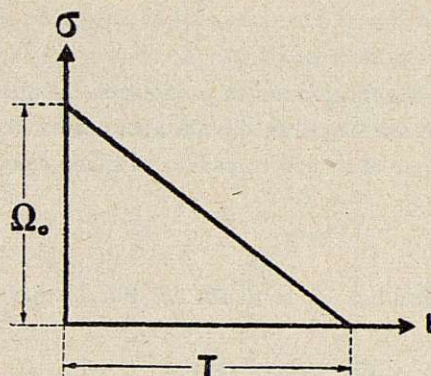


Fig. 23.

o de *leyes lineales lentas* caracterizadas por:

$$T > \frac{2L}{a}$$

Cabe, pues, considerar los dos casos siguientes:

1) *Leyes lineales rápidas.*—En este caso, en el que:

$$T \leq \frac{2L}{a}$$

la máxima sobrepresión se produce para un cierre completo, a partir de la máxima apertura Ω_0 del obturador (fig. 24), y su valor, que es:

$$\Delta = \frac{aV_0}{g} \quad [130]$$

corresponde al deducido en la primera parte de este

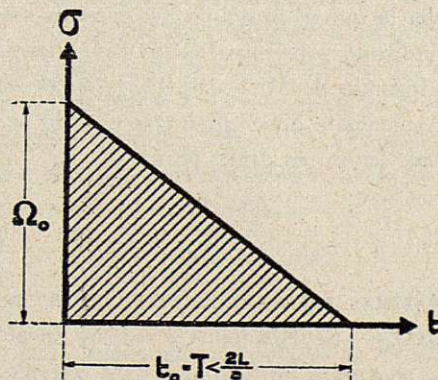


Fig. 24.

estudio para un cierre brusco y completo, según puede verse en la fórmula [52].

2) *Leyes lineales lentas*.—Caracterizadas por ser en ellas:

$$T > \frac{2L}{a}$$

la máxima sobrepresión se produce en las mismas para un cierre total a partir de una apertura σ_0 del obturador, tal que el tiempo empleado en dicho cierre es:

$$t_0 = \frac{2L}{a}$$

según se indica en la figura 25. Por lo que se refiere

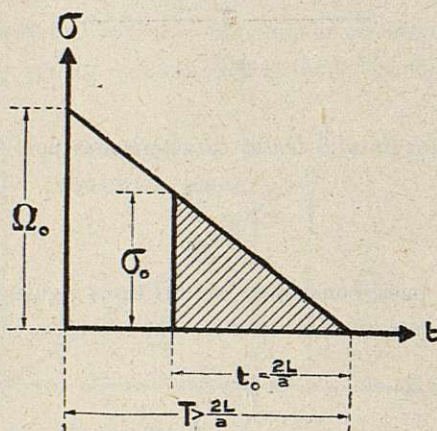


Fig. 25.

al valor de dicha sobrepresión máxima, dedúcese de la ecuación:

$$\Delta = \frac{2L V_0}{g T} \quad [131]$$

que es la fórmula de Micheaud. Este último resultado comprueba lo que al principio del presente estudio habíamos indicado sobre los límites de aplicación de la referida fórmula de Micheaud [15], en el sentido de que ésta solamente debe emplearse cuando se trata de *operaciones lentas*, es decir, para:

$$T > \frac{2L}{a}$$

B) MÁXIMAS DEPRESIONES PRODUCIDAS EN APERTURAS LINEALES.—Refiriéndonos a una ley lineal (fig. 26), en la que se emplea un tiempo T para conseguir la máxima apertura Ω_0 a partir del cierre total del obtura-

dor, entre todas las operaciones, total o parciales, que cabe efectuar dentro de la ley citada, hay evidente-

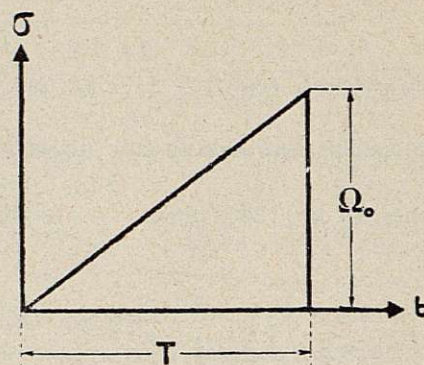


Fig. 26.

mente una que da lugar a la máxima depresión. Mas, aunque las depresiones máximas se producen en aperturas cuyos tiempos de maniobra están comprendidos en la fase directa, es decir, que se verifica para los mismos la limitación

$$0 < t < \mu$$

dichas aperturas pueden caer dentro de *leyes lineales rápidas* en las que, según sabemos,

$$T \leq \frac{2L}{a}$$

o de *leyes lineales lentas*, llamadas así por ser:

$$T > \frac{2L}{a}$$

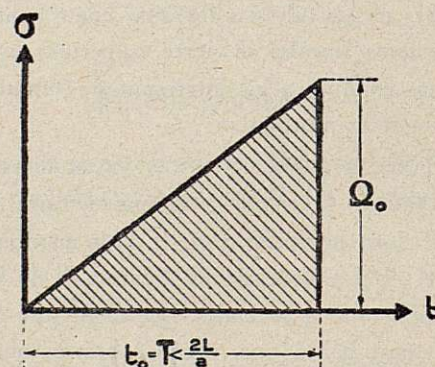


Fig. 27.

Análogamente al caso de las operaciones de cierre, cabe, pues, distinguir aquí los dos casos siguientes:

1) *Leyes lineales rápidas.*—En éstas, que se caracterizan por ser:

$$T \leq \frac{2L}{a}$$

la depresión máxima-maximorum se produce para una apertura total a partir del cierre completo (fig. 27), y su valor es:

$$\Delta = -\frac{a V_0}{g} \frac{1}{1 + \frac{a V_0}{2 g h_0}} \quad [132]$$

2) *Leyes lineales lentas.*—Al ser en éstas:

$$T > \frac{2L}{a}$$

producese la máxima depresión para una operación que a partir del cierre completo cese en una apertura σ_0 tal, que el tiempo invertido en la citada apertura sea:

$$t_0 = \frac{2L}{a}$$

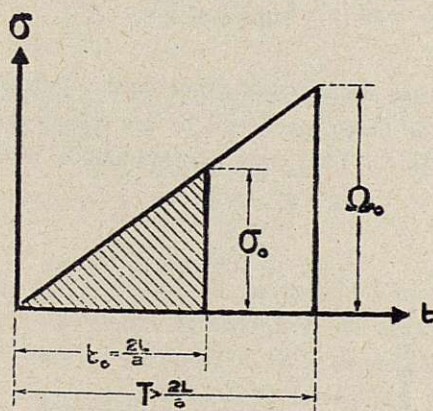


Fig. 28.

según aparece en la figura 28. En cuanto al valor de dicha depresión máxima, es:

$$\Delta = -\frac{2L V_0}{g T} \frac{1}{1 + \frac{L V_0}{g h_0 T}} \quad [133]$$

FRESIONES INFERIORES A LA ATMOSFÉRICA PROVOCADAS POR UN GOLPE DE ARIETE DEMASIADO ELEVADO

Vamos a considerar el sistema constituido por una tubería forzada (fig. 29) de forma cualquiera y característica única, a la que alimenta por C un embalse infinitamente grande cuyo nivel se mantiene constante, y supongamos que en el extremo inferior O de dicha conducción hay un obturador que permite variar a vo-

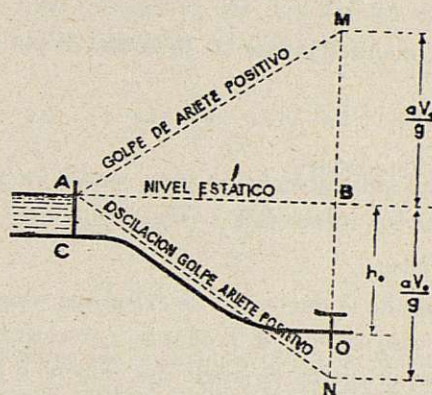


Fig. 29.

luntad el régimen de circulación. Según ya hemos dicho al principio del presente estudio, el cierre de la admisión O da lugar a un *golpe de ariete positivo* que se manifiesta en una serie de sobrepresiones decrecientes del obturador O al origen C de la tubería, como lo expresa la línea piezométrica AM ; mas una vez terminada la operación de cierre las sobrepresiones AM oscilan hasta la línea piezométrica AN , próximamente simétrica de aquella con relación al nivel estático AB , estableciéndose una oscilación de sobrepresiones y depresiones entre las referidas líneas piezométricas AM y AN que va amortiguándose hasta quedar anulada, como consecuencia de rozamientos, torbellinos y cambios de dirección de los filetes flúidos. En el caso particular de un cierre brusco y completo la sobrepresión y depresión máximas BM y BN alcanzan ante el obturador el valor correspondiente a la fórmula [52], que a continuación repetimos:

$$h_1 - h_0 = \frac{a V_0}{g}$$

en el cual, según se sabe, h_1 es la presión máxima ante el obturador en régimen variable, h_0 la carga

hidrostática sobre dicho obturador, V_0 la velocidad de circulación por la tubería en régimen permanente al comenzar la obturación y a la celeridad de las ondas de presión, cuyo valor se deduce por la fórmula [43] de Allievi; por lo que se refiere al diagrama *presiones-tiempos*, tiene en este caso particular de cierre brusco y completo, según ya se demostró (véase la fig. 11), una fisonomía como la indicada en la figura 30, en la cual puede verse que la conducción sufre ante el obturador *sobrepresiones* y *depresiones* equivalentes a $\frac{a V_0}{g}$, manifestándose las primeras en los periodos:

$$0 - \mu, \quad 2\mu - 3\mu, \quad 4\mu - 5\mu, \quad 6\mu - 7\mu, \dots$$

y en los intervalos:

$$\mu - 2\mu, \quad 3\mu - 4\mu, \quad 5\mu - 6\mu, \quad 7\mu - 8\mu, \dots$$

las segundas.

Después de lo que acaba de exponerse, vamos a analizar el caso en que se produzca, por cierre brusco y completo, un golpe de ariete que supere a la presión hidrostática h_0 ante el obturador (fig. 29), es decir, que se tenga:

$$\frac{a V_0}{g} > h_0 \quad [134]$$

Si h_0 es en metros de columna de agua la presión atmosférica, la *presión absoluta* ante el obturador en régimen permanente, anterior al principio del cierre, será:

$$H = h_a + h_0 \quad [135]$$

Una vez terminado el cierre y en los intervalos $\mu - 2\mu$, $3\mu - 4\mu$, etc., en que sabemos (fig. 30) que el golpe de ariete es negativo, el interior de la tubería sufrirá ante el citado obturador una presión absoluta, cuyo valor:

$$H' = h_a + h_0 - \frac{a V_0}{g} = h_a - \left(\frac{a V_0}{g} - h_0 \right) \quad [135]$$

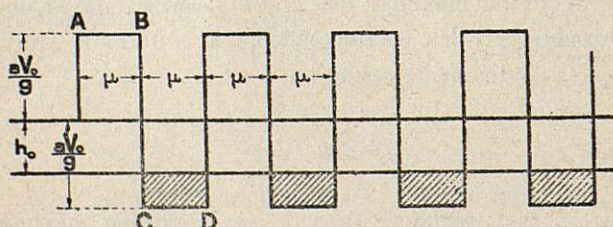


Fig. 30.

por ser el anterior paréntesis positivo en la hipótesis que hemos hecho según la [134], nos indica que:

$$H' < h_a \quad [136]$$

Por lo tanto (véase la fig. 30), cuando el cierre brusco y completo da lugar a un golpe de ariete superior a la presión hidrostática h_0 ante el obturador, la tubería estará sometida frente a dicho obturador durante los periodos $\mu - 2\mu$, $3\mu - 4\mu$, etc., del régimen variable a presiones que por ser inferiores a la atmosférica motivarán entradas de aire por juntas y válvulas, desprendimiento del aire disuelto en el agua, e incluso el aplastamiento de la conducción si ésta no está calculada para soportar presiones exteriores.

APERTURAS INSTANTÁNEAS.—DISTINCIÓN ENTRE LOS GOLPES DE ARIETE DE CIERRE Y DE APERTURA

Como aplicación de la teoría de Allievi y a los efectos de determinar la distinción específica que en ciertas condiciones existe entre los golpes de ariete de cierre y de apertura es interesante el estudio del régimen variable en el caso de una operación lineal y parcial de apertura (fig. 31) en la que, partiendo del cierre completo del obturador, se emplea un tiempo t_1 comprendido dentro de la fase directa, es decir, que:

$$0 < t_1 < \frac{2L}{a}$$

Este caso de *apertura instantánea* y parcial se estudia, desde luego, partiendo de las ecuaciones integrales de Allievi [48], que a continuación repetimos:

$$h = h_0 + F_1(t) - F_1(t - \mu)$$

$$v = V_0 - \frac{g}{a} [F_1(t) + F_1(t - \mu)]$$

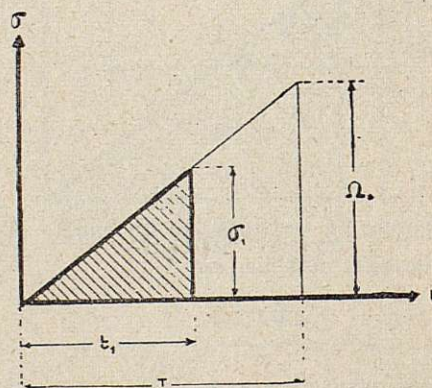


Fig. 31.

en las que h es la presión, en régimen variable, ante el obturador en el instante t contado a partir del comienzo de la maniobra y V la velocidad del agua en la conducción en el mismo instante; en cuanto a V_0 es la velocidad en la tubería correspondiente al régimen permanente existente al comienzo del cierre o apertura.

Sin embargo, hay que considerar que, al tratarse de una operación de apertura, que parte del cierre completo del obturador se tendrá evidentemente que la velocidad inicial será nula, es decir, $V_0 = 0$. Además, por referirnos a una apertura rápida, es decir, que se verifica en un tiempo t_1 , tal que $0 < t_1 < \mu$ la onda reflejada $F_1(t - \mu)$ aún no habrá vuelto al obturador al terminar la apertura de éste, lo que significa que $F_1(t_1 - \mu) = 0$. En consecuencia, si denominamos,

- $V_0 = 0$ la velocidad correspondiente al régimen permanente en el instante de comenzar la apertura.
- V la velocidad de régimen variable que corresponde a la máxima depresión, después de la maniobra.
- V_1 la velocidad después de la apertura una vez establecido el régimen permanente posterior a la operación.
- σ_1 la apertura del obturador al final de la maniobra,

las anteriores ecuaciones integrales de Allievi, tomarán la forma siguiente:

$$\left. \begin{aligned} h &= h_0 + F_1(t_1) \\ V &= -\frac{g}{a} F_1(t_1) \end{aligned} \right\} \quad [137]$$

que nos permite el cálculo de la presión h en la conducción correspondiente al instante t_1 del régimen variable, así como la velocidad V en el mismo instante.

Ahora bien, si en el instante t_1 de régimen variable (final de la apertura) aplicamos la ecuación de continuidad entre la sección del obturador con la apertura σ_1 y otra inmediata de la tubería, se tiene evidentemente, siendo m el coeficiente de contracción del obturador, que se considera constante,

$$\frac{\pi D^2}{4} V = m \sigma_1 \sqrt{2gh} \quad [138]$$

ya que h es la presión correspondiente a dicho instante t_1 del régimen variable indicado.

Terminada la operación y establecido el régimen permanente con la velocidad V_1 , la ecuación de continuidad entre la sección σ_1 del obturador y otra inmediata de la tubería nos da:

$$\frac{\pi D^2}{4} V_1 = m \sigma_1 \sqrt{2gh_0} \quad [139]$$

pues en régimen permanente la presión sobre el obturador es únicamente la correspondiente a la carga hidrostática h_0 que gravita sobre el mismo.

Ahora bien, dividiendo las dos últimas ecuaciones [138] y [139] resulta la relación:

$$\frac{V}{V_1} = \sqrt{\frac{h}{h_0}} \quad [140]$$

de la que se deduce para la velocidad de régimen variable V , correspondiente al final de la apertura:

$$V = V_1 \sqrt{\frac{h}{h_0}} \quad [141]$$

Al considerar las ecuaciones [137] de Allievi, la última expresión quedará transformada, substituyendo en ella V y h por los valores dados en aquéllas, en la siguiente expresión:

$$-\frac{g}{a} F_1(t_1) = V_1 \sqrt{\frac{h_0 + F_1(t_1)}{h_0}} \quad [142]$$

Partiendo de esta ecuación vamos a estudiar los dos casos siguientes:

A). Consideremos la hipótesis de:

$$F_1(t_1) = h - h_0 < \frac{h_0}{2}$$

es decir, que el golpe de ariete sea inferior a la mitad de la carga hidrostática sobre el obturador, lo cual se da con frecuencia en la práctica. Puede entonces desarrollarse el segundo miembro de la última expresión [142] por la fórmula del binomio, despreciando los términos de grado superior al primero, y nos resulta la siguiente:

$$-\frac{g}{a} F_1(t_1) = V_1 \left(1 + \frac{F_1(t_1)}{2h_0} \right) \quad [143]$$

de la que deducimos para la función $F_1(t_1)$:

$$F_1(t_1) = -\frac{V_1}{\frac{g}{a} + \frac{V_1}{2h_0}} \quad [144]$$

y considerando la primera ecuación [137] de Allievi, tenemos para el golpe de ariete en este caso de apertura instantánea parcial, el valor:

$$h - h_0 = - \frac{V_1}{\frac{g}{a} + \frac{V_1}{2h_0}} \quad [145]$$

que en los casos en que $\frac{V_1}{2h_0}$ puede despreciarse frente a $\frac{g}{a}$ toma la forma:

$$h - h_0 = - \frac{a V_1}{g} \quad [146]$$

análoga a la del cierre brusco.

B) En el caso más general, si elevamos al cuadrado la [142], tenemos la expresión:

$$\frac{g^2}{a^2} F_1(t_1)^2 = V_1^2 \frac{h_0 + F_1(t_1)}{h_0} \quad [147]$$

que, desarrollada, nos lleva a la ecuación de segundo grado en $F_1(t_1)$ siguiente:

$$\frac{g^2}{a^2} F_1(t_1)^2 - \frac{a^2 V_1^2}{g^2 h_0} F_1(t_1) - \frac{a^2 V_1^2}{g^2} = 0 \quad [148]$$

cuya solución general es:

$$F_1(t_1) = + \frac{a^2 V_1^2}{2 g^2 h_0} \pm \sqrt{\frac{a^4 V_1^4}{4 g^4 h_0^2} + \frac{a^2 V_1^2}{g^2}} \quad [149]$$

Existiendo una raíz positiva y otra negativa para $F_1(t_1)$. Como, según sabemos por la primera ecuación [137] de Allievi, la función $F_1(t_1)$ no es otra cosa que la sobrepresión (positiva o negativa) por golpe de ariete, al tratarse de una operación de apertura dicho golpe de ariete ha de ser negativo. En consecuencia, para determinar dicha función $F_1(t_1)$ tomaremos la solución negativa de la última ecuación [149], y resultará:

$$F_1(t_1) = + \frac{a^2 V_1^2}{2 g^2 h_0} - \sqrt{\frac{a^4 V_1^4}{4 g^4 h_0^2} + \frac{a^2 V_1^2}{g^2}} =$$

$$= + \frac{a^2 V_1^2}{2 g^2 h_0} - \sqrt{\left(\frac{a^2 V_1^2}{2 g^2 h_0}\right)^2 + \frac{a^2 V_1^2}{g^2}}$$

Y, por las operaciones siguientes, esta última, se transforma como a continuación se indica:

$$F_1(t_1) = + \frac{a^2 V_1^2}{2 g^2 h_0} - \sqrt{\left(\frac{a^2 V_1^2}{2 g^2 h_0}\right)^2 + \left(\frac{a^2 V_1^2}{2 g^2 h_0}\right)^2 \frac{4 g^2 h_0^2}{a^2 V_1^2}} =$$

$$= + \frac{a^2 V_1^2}{2 g^2 h_0} - \frac{a^2 V_1^2}{2 g^2 h_0} \sqrt{1 + 4 \frac{g^2 h_0^2}{a^2 V_1^2}}$$

Resulta, pues, para expresión del golpe de ariete en el caso de una apertura lineal, parcial e instantánea el valor:

$$h - h_0 = + \frac{a^2 V_1^2}{2 g^2 h_0} - \frac{a^2 V_1^2}{2 g^2 h_0} \sqrt{1 + 4 \frac{g^2 h_0^2}{a^2 V_1^2}}$$

que simplificado toma la forma definitiva:

$$h - h_0 = \frac{1}{2} \frac{a^2 V_1^2}{g^2 h_0} \left[1 - \sqrt{1 + 4 \frac{g^2 h_0^2}{a^2 V_1^2}} \right] \quad [150]$$

Ahora bien, si el salto h_0 no es muy grande y tenemos en cuenta que, a efectos de limitar el golpe de ariete, la velocidad de circulación en las tuberías forzadas no supera el valor $V_1 = 2,5$ m-s. en las de hormigón armado o en masa, y $V_1 = 3$ m-s. en las de acero, se verificará en tal caso que:

$$4 \frac{g^2 h_0^2}{a^2 V_1^2} < \frac{1}{2} \quad [151]$$

y en esta hipótesis la expresión [150] dada para el golpe de ariete y en el caso de apertura rápida, puede transformarse desarrollando el radical del segundo miembro por la fórmula del binomio, y despreciando en dicho desarrollo los términos de segundo grado, con lo que resulta:

$$h - h_0 = \frac{1}{2} \frac{a^2 V_1^2}{g^2 h_0} \left[1 - \left(1 + \frac{2 g^2 h_0^2}{a^2 V_1^2} \right) \right] = - h_0 \quad [152]$$

Consecuencia interesantísima que, en la hipótesis correspondiente a la condición [151], nos establece una diferencia específica entre los golpes de ariete de cierre y de apertura: *mientras los golpes de ariete de cierre pueden provocar presiones inferiores a la atmosférica, acompañadas de entradas de aire por juntas y válvulas, así como a desprendimiento del aire disuelto en el agua, incluso con el peligro de aplasta-*

miento de la conducción, los golpes de ariete de apertura al dar depresiones que nunca superan a la carga hidrostática h_0 no originan en el interior de las tuberías forzadas presiones inferiores a la atmosférica.

Hemos hecho la hipótesis de que:

$$4 \frac{g^2 h_0^2}{a^2 V^2} < \frac{1}{2}$$

y para juzgar sobre el particular, basta el siguiente ejemplo:

$$h_0 = 60 \text{ m. } V_1 = 3 \text{ m/s. } a = 1.000 \text{ m/s.}$$

en el que:

$$4 \frac{g^2 h_0^2}{a^2 V^2} = 4 \times \frac{10^2 \times 60^2}{10^6 \times 3^2} = 0,16 < \frac{1}{2}$$

REPARTICIÓN DE LAS SOBREPRESIONES Y DEPRESIONES MÁXIMAS A LO LARGO DE UNA TUBERÍA DE CARACTERÍSTICA ÚNICA; MÉTODO DEL AUTOR

Hasta ahora hemos estudiado solamente los efectos del golpe de ariete ante el obturador de una tubería de característica única. Sin embargo, tiene excepcional importancia en la práctica el conocimiento de las sobrepresiones y depresiones correspondientes al régimen variable en todos los puntos del desarrollo de la conducción, a efectos de seguridad de la misma. Es esta cuestión una de las más discutidas e incompletamente estudiadas del fenómeno de régimen variable en cuestión.

Según se deduce de lo que precede, la teoría de Joukowski-Allievi muestra que una sobrepresión instantánea producida ante el obturador de una tubería forzada se propaga íntegramente a lo largo de la misma con celeridad a y después de sufrir una reflexión total en la cámara de carga, retrocede con signo cambiado a dicho obturador. Si, por ejemplo, el cierre instantáneo da lugar a un golpe de ariete de 30 metros ante el obturador, los mismos 30 metros de sobrepresión sufrirá la tubería en toda su longitud; por lo tanto, las sobrepresiones relativas en las zonas altas de aquella, en las que es pequeña la presión estática, podrán alcanzar valores tan grandes que pongan en peligro dicha conducción. Vemos, pues, cómo en el caso de cierre instantáneo está resuelto el problema de la transmisión del golpe de ariete, ya que, según hemos expuesto, dicha transmisión es integral.

Sin embargo, las operaciones de cierre nunca son instantáneas, pues tienen siempre una duración por corta que ésta sea, y el golpe de ariete en un punto cualquiera de la tubería resulta de la composición de la onda que parte del obturador y asciende hacia la cámara de carga, con la que, reflejada totalmente en ésta, retrocede a dicho obturador cambiada de signo.

Sea (fig. 32) una conducción forzada de característica única, a la que alimenta por la embocadura C un embalse infinitamente grande, cuyo nivel se mantiene constante, y supongamos está dotada en su ex-

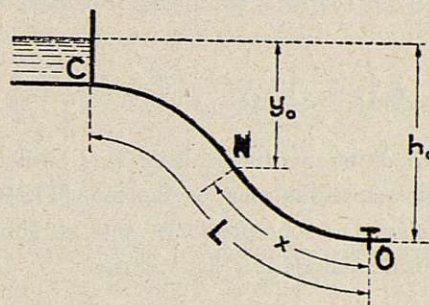


Fig. 32.

tremo O de un obturador dispuesto para variar a voluntad el régimen de circulación de aquella. Según sabemos, al maniobrar dicho obturador, el paso de un régimen de circulación a otro no se verifica ni instantáneamente, ni siquiera de manera continua; entre los dos estados de régimen permanente (el anterior y el posterior a la maniobra) registran fuertes oscilaciones en la presión y la velocidad del agua, que constituyen el fenómeno de régimen variable objeto del presente trabajo.

Si h_0 es la carga estática en O , la teoría de Allievi nos ha demostrado que la sobrepresión $h - h_0$ ante dicho obturador en el instante t del régimen perturbado se expresa por la ecuación:

$$h - h_0 = F_1(t) - F_1(t - \mu) \quad [153]$$

como caso particular de la solución integral del problema, que a continuación repetimos:

$$y - y_0 = F_1\left(t - \frac{x}{a}\right) - F_1\left(t - \frac{2L - x}{a}\right) \quad [154]$$

que nos da la sobrepresión $y - y_0$ en un punto N de abscisa x , para el instante t del citado régimen variable. No olvidemos, por otra parte, que las funciones F_1 se anulan cuando sus argumentos son nulos;

y que por ser dichos argumentos expresiones de tiempos de transmisión de las ondas, no tiene sentido el que aquéllos sean negativos. En tal caso, anulanse también las referidas funciones F_1 .

Desde el punto de vista de las aplicaciones prácticas, es de gran interés establecer la ley con que se transmiten a lo largo de una tubería de característica única las sobrepresiones máximas-maximorum Δ originadas ante el obturador en las operaciones lineales de cierre.

La anterior ecuación [154] nos resuelve el problema, previo conocimiento de las funciones arbitrarias

$$F_1\left(t - \frac{x}{a}\right) \quad \text{y} \quad F_1\left(t - \frac{2L-x}{a}\right)$$

Para esto último partimos de la $F_1(t_1)$ calculada por Galí, que expresada por la función [115] determina las máximas sobrepresiones ante el obturador, y en la misma damos a t los valores

$$t' = t - \frac{x}{a}, \quad \text{y} \quad t'' = t - \frac{2L-x}{a}$$

y se procede después como más adelante se detalla.

Llegamos con nuestro método a resultados análogos a los obtenidos por el Conde de Sparre en su "Etude générale du coup de bélier dans une conduite de diamètre constant", que fué publicado el año 1915 en el *Bulletin special* n.º 1 de la Société hydrotechnique de France.

Recordemos que para estudiar las sobrepresiones máximas ante el obturador, el profesor Galí partía de las ecuaciones [48] de Allievi, la primera de las cuales repetimos a continuación:

$$h - h_0 = F_1(t) - F_1(t - \mu),$$

y que al considerar que dichas sobrepresiones máximas se producían para tiempos de maniobra comprendidos en la fase directa, es decir, tales que $0 < t < \mu$, aquéllas expresábanse por la ecuación

$$\delta = F_1(t) \quad [155]$$

ya que $F_1(t - \mu) = 0$ en la hipótesis citada de referirnos a tiempos de maniobra comprendidos dentro de la fase directa.

Asimismo, el citado método de Galí comprobó que en una ley lineal dada (fig. 33) las máximas sobrepresiones se producían para maniobras que, efectuadas a partir de una apertura σ_0 del obturador, llega-

ban al cierre completo de éste en un tiempo $t = t_0$, tal que $0 < t_0 < \mu$. Llegóse a la siguiente expresión de los golpes de ariete máximos:

$$\delta = \frac{a V_0}{g T} t_0 \quad [156]$$

en la que V_0 es la velocidad de régimen permanente en la tubería para la máxima apertura Ω_0 del obturador y T el tiempo de cierre correspondiente a una

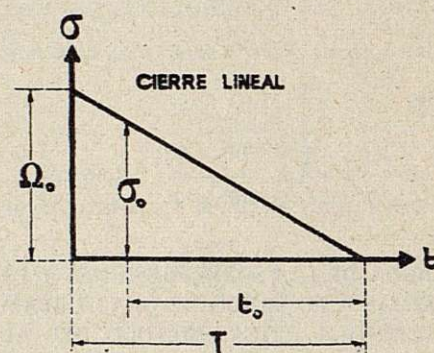


Fig. 33.

operación completa. Por otra parte, de la ecuación general [156] de los golpes de ariete máximos dedúcese para sobrepresión máxima-maximorum en el caso de cierre rápido ($T \leq \mu$) el valor:

$$\Delta = \frac{a V_0}{g}$$

al hacer en la misma $t_0 = T$, y para los cierres lentos ($T > \mu$),

$$\Delta = \frac{2 L V_0}{g}$$

resultado esta última expresión de hacer $t_0 = \frac{2L}{a}$ en la citada ecuación general [156].

Ahora bien, considerando las expresiones [155] y [156] dedúcese la función arbitraria $F_1(t)$ que para un valor de $t = t_0$, variable según los casos, representase por la ecuación general,

$$F_1(t_0) = \frac{a V_0}{g T} t_0 \quad [157]$$

que sirve de base a nuestro método que a continuación desarrollamos, para determinar la repartición de las

sobrepresiones máximas a lo largo de una tubería de característica única.

Si suponemos una operación de cierre cualquiera en una conducción de característica única (fig. 32), la sobrepresión por golpe de ariete en un punto N de la misma y en el instante t del régimen variable, viene dada por la ecuación integral de Allievi,

$$\delta_x = F_1 \left(t - \frac{x}{a} \right) - F_1 \left(t - \frac{2L-x}{a} \right) \quad [158]$$

en la que x es la distancia desarrollada del obturador O a dicho punto N , y t el tiempo transcurrido desde el comienzo de la maniobra hasta el instante considerado del régimen variable en cuestión. Esto sentado, si en un tiempo t_0 comprendido dentro de la fase directa una operación lineal de cierre da lugar a una sobrepresión máxima ante el obturador, ésta valdrá, según se indica en la [155],

$$\delta = F_1(t_0), \quad [159]$$

y la forma de la función $F_1(t_0)$ será la indicada en la [157]. Mas la sobrepresión originada ante dicho obturador se transmite por la tubería con la celeridad a alcanzando, por lo tanto, la perturbación al punto N de abscisa x al cabo de un tiempo,

$$t'_0 = t_0 + \frac{x}{a} \quad [160]$$

contado a partir del principio de la operación de cierre indicada. En este instante t'_0 la sobrepresión correspondiente al citado punto N se deducirá de la [158] haciendo en la misma $t = t'_0$, con lo que tendremos la expresión,

$$\delta_x = F_1 \left(t'_0 - \frac{x}{a} \right) - F_1 \left(t'_0 - \frac{2L-x}{a} \right)$$

de la que resulta, al considerar que $t'_0 = t_0 + \frac{x}{a}$ la siguiente

$$\delta_x = F_1(t_0) - F_1 \left(t_0 + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a} \right) \quad [161]$$

en la que, según sabemos, $t_0 \leq \mu$ por estar comprendido dentro de la fase directa.

Partiendo de esta última ecuación vamos a considerar la transmisión en los casos siguientes:

A) CIERRE LINEAL RÁPIDO.—En esta operación, al ser

$T \leq \frac{2L}{a}$ la sobrepresión máxima-maximorum Δ ante el obturador se produce para $t_0 = T$; en consecuencia, el golpe de ariete Δ_x transmitido a un punto N de abscisa x se deducirá de la ecuación [161] haciendo en la misma $t_0 = T$, con lo que se tendrá la expresión siguiente:

$$\Delta_x = F_1(T) - F_1 \left(T + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a} \right) \quad [162]$$

en la que podemos considerar a su vez las dos hipótesis que a continuación se exponen:

1) $T + \frac{2x}{a} \leq \frac{2L}{a}$.—En este supuesto, que es posible por ser $T \leq \frac{2L}{a}$, la segunda de las funciones F_1 de la [162] es nula por tener su argumento negativo o nulo. Por lo tanto, la ecuación [162] se expresará como sigue:

$$\Delta_x = F_1(T)$$

y al considerar que $F_1(T) = \Delta = \frac{aV_0}{g}$ resulta en definitiva:

$$\Delta_x = \Delta = \frac{aV_0}{g} \quad [163]$$

Ahora bien, la condición $T + \frac{2x}{a} \leq \frac{2L}{a}$ es equivalente a la siguiente,

$$x \leq L - \frac{aT}{2} \quad [164]$$

y puede, en consecuencia, afirmarse que, para cierres rápidos y valores de x inferiores a $L - \frac{aT}{2}$ la sobrepresión máxima-maximorum Δ ante el obturador se transmite íntegramente.

2) $T + \frac{2x}{a} > \frac{2L}{a}$.—En este caso, al no anularse ninguna de las funciones de la [162] tendremos:

$$\Delta_x = F_1(T) - F_1 \left(T + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a} \right)$$

y como, según la [157],

$$F_1(t_0) = \frac{a V_0}{g T} t_0$$

resulta:

$$F_1\left(t_0 + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right) = \frac{a V_0}{g T} \left(t_0 + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right)$$

y haciendo en las dos últimas equivalencias $t_0 = T$ transfórmense en las siguientes:

$$F_1(T) = \frac{a V_0}{g T} = \Delta$$

$$F_1\left(T + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right) = \frac{a V_0}{g T} \left(T + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right)$$

que substituidas en la [162] nos dan,

$$\Delta_x = 2 \frac{L-x}{a T} \frac{a V_0}{g}$$

o lo que es lo mismo,

$$\Delta_x = 2 \frac{L-x}{a T} \Delta \quad [165]$$

esta expresión lineal es válida, siempre que

$$T + \frac{2x}{a} > \frac{2L}{a}, \text{ o sea, para valores de } x \text{ tales que,}$$

$$x > L - \frac{a T}{2} \quad [166]$$

De la [165] se deduce que para $x = L$, $\Delta_x = 0$ y para $x = L - \frac{a T}{2}$, $\Delta_x = \Delta$. Por lo tanto, en el caso de cierres lineales rápidos y cuando x es superior a $L - \frac{a T}{2}$ la sobrepresión Δ varía linealmente desde

el citado valor Δ para la posición $x_1 = L - \frac{a T}{2}$ hasta el valor cero en el punto $x_2 = L$.

B) CIERRE LINEAL LENTO.—En esta operación, al ser $T > \frac{2L}{a}$, la sobrepresión máxima-maximorum Δ ante el obturador se produce, según sabemos, para $t_0 = \frac{2L}{a}$; por lo tanto, el golpe de ariete Δ_x transmitido a un punto de la tubería situado a una distan-

cia desarrollada x del obturador, se deducirá de la ecuación [161] haciendo en la misma $t_0 = \frac{2L}{a}$, con lo que tendremos la función siguiente:

$$\Delta_x = F_1\left(\frac{2L}{a}\right) - F_1\left(\frac{2x}{a}\right) \quad [167]$$

y considerando que:

$$F_1(t_0) = \frac{a V_0}{g T} t_0$$

$$F_1\left(t_0 + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right) = \frac{a V_0}{g T} \left(t_0 + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right)$$

resultan para $t_0 = \frac{2L}{a}$ los siguientes valores:

$$F_1\left(\frac{2L}{a}\right) = \frac{2L V_0}{g T} = \Delta$$

$$F_1\left(\frac{2x}{a}\right) = \frac{2 V_0 x}{g T}$$

que substituidos en la [167] nos dan:

$$\Delta_x = \frac{2 V_0}{g T} (L - x) = \frac{2L V_0}{g T} \frac{L - x}{L}$$

o lo que es lo mismo,

$$\Delta_x = \frac{L - x}{L} \Delta \quad [168]$$

La anterior expresión lineal, para $x = 0$ toma el valor $\Delta_x = \Delta$ y para $x = L$, $\Delta_x = 0$, por lo cual podemos afirmar que en cierres lineales lentos la sobrepresión máxima-maximorum Δ ante el obturador se transmite linealmente a todo lo largo de la tubería desde su máximo Δ , en dicho obturador, hasta el valor cero, junto a la embocadura.

Como habíamos dicho al principio, las leyes de transmisión de las sobrepresiones máximas que acabamos de deducir son las mismas que las obtenidas por Sparre en su estudio publicado el año 1915 en el *Bulletin special n.º 1* de la Société hydrotechnique de France.

Por lo que se refiere a las depresiones máximas-maximorum Δ originadas ante el obturador por aperturas lineales, sus leyes de transmisión son análogas a las que acaban de estudiarse para las sobrepresiones. En efecto, recordando el método de Galí, sabe-

mos que dichas depresiones habían de producirse, al igual que las sobrepresiones, para tiempos de apertura comprendidos dentro de la fase directa, es decir, tales que $0 < t < \mu$, y, en consecuencia, las ecuaciones de Allievi nos daban,

$$\delta = F_1(t) \quad [169]$$

Asimismo, comprobaba el citado método de Galí que en una ley lineal dada, las máximas depresiones se producían para maniobras a partir del cierre completo del obturador que llegaran a la apertura σ_0 de éste en un tiempo t_0 tal que $0 < t_0 < \mu$. Llegóse además a la siguiente expresión de dichas depresiones máximas,

$$\delta = -\frac{a V_0}{g T} \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} t_0 \quad [170]$$

y considerando las dos últimas, al siguiente valor de la función arbitraria $F_1(t_0)$:

$$F_1(t_0) = -\frac{a V_0}{g T} \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} t_0 \quad [171]$$

Si suponemos ahora una operación de apertura cualquiera en una tubería característica única (fig. 32) la depresión en un punto N de la misma y en el instante t del régimen variable, viene dada por la ecuación integral de Allievi,

$$\delta_x = F_1\left(t - \frac{x}{a}\right) - F_1\left(t - \frac{2L-x}{a}\right) \quad [172]$$

análogamente al caso de sobrepresiones por cierres. Ahora bien, si en un tiempo t_0 , comprendido dentro de la fase directa, una operación lineal de apertura da lugar a la depresión máxima δ ante el obturador, ésta se transmitirá al punto N al cabo de un tiempo

$$t'_0 = t_0 + \frac{x}{a} \quad [173]$$

En ese instante la depresión correspondiente al citado punto N será,

$$\delta_x = F_1\left(t'_0 - \frac{x}{a}\right) = F_1\left(t'_0 - \frac{2L-x}{a}\right)$$

y teniendo en cuenta la [173] se tendrá en definitiva,

$$\delta_x = F_1(t_0) - F_1\left(t_0 + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right) \quad [174]$$

siendo, como sabemos, $F_1(t_0) = \delta$, la depresión ante

el obturador. Como en el caso de los cierres lineales podemos aquí considerar:

A) APERTURAS LINEALES RÁPIDAS.—En éstas, por ser

$T \leq \frac{2L}{a}$ la depresión máxima-maximorum Δ ante el obturador se produce para $t_0 = T$; en consecuencia, la Δ_x transmitida al punto N de abscisa x se deducirá de la [174] haciendo en la misma $t_0 = T$, resultando la expresión siguiente:

$$\Delta_x = F_1(T) - F_1\left(T + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right) \quad [175]$$

en la que consideraremos las dos hipótesis que a continuación se exponen:

1) $T + \frac{2x}{a} \leq \frac{2L}{a}$.—En este supuesto, que es

posible por ser $T \leq \frac{2L}{a}$, la segunda de las funciones F_1 de la [175] es nula por tener su argumento negativo o nulo. Por lo tanto, la ecuación [175] se reduce en tal caso a la siguiente,

$$\Delta_x = F_1(T)$$

y al tener en cuenta que $F_1(T) = \Delta$ queda en definitiva,

$$\Delta_x = \Delta \quad [176]$$

y como la condición $T + \frac{2x}{a} \leq \frac{2L}{a}$ es equivalente a la siguiente

$$x \leq L - \frac{aT}{2} \quad [177]$$

podemos afirmar que, en aperturas lineales rápidas y para valores de x inferiores a $L - \frac{aT}{2}$ la depresión máxima-maximorum Δ ante el obturador, se transmite íntegramente.

2) $T + \frac{2x}{a} > \frac{2L}{a}$.—En este caso, al no anularse ninguna de las funciones de la [175] tendremos:

$$\Delta_x = F_1(T) - F_1\left(T + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right)$$

y como, según la [171],

$$F_1(t_0) = -\frac{aV_0}{gT} \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} t_0$$

resulta:

$$F_1\left(t_0 + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right) = -\frac{aV_0}{gT} \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} \times \left(t_0 + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right)$$

y haciendo en las dos últimas $t_0 = T$, con lo que $\delta = \Delta$, transfórmanse las anteriores en las que a continuación se indican:

$$F_1(T) = -\frac{aV_0}{gT} \sqrt{\frac{h_0 + \Delta}{h_0}} T = \Delta$$

$$F_1\left(T + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right) = -\frac{aV_0}{gT} \sqrt{\frac{h_0 + \Delta}{h_0}} \times \left(T + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right)$$

Estas dos funciones, substituídas en la [175], dan:

$$\Delta_x = -2 \frac{L-x}{aT} \frac{aV_0}{g} \sqrt{\frac{h_0 + \Delta}{h_0}}$$

y teniendo en cuenta que según la [126],

$$\Delta = -\frac{aV_0}{g} \sqrt{\frac{h_0 + \Delta}{h_0}}$$

resulta en definitiva,

$$\Delta_x = 2 \frac{L-x}{aT} \Delta \quad [178]$$

análogamente al caso de cierres.

La última expresión lineal es válida siempre que $T + \frac{2x}{a} > \frac{2L}{a}$, es decir, para valores de x tales que,

$$x > L - \frac{aT}{2} \quad [179]$$

y de la misma se deduce,

$$\Delta_x = 0, \quad \text{para} \quad x = L,$$

$$\Delta_x = \Delta, \quad \text{para} \quad x = L - \frac{aT}{2}$$

En consecuencia, en aperturas lineales rápidas y cuando x es superior a $L - \frac{aT}{2}$ la depresión Δ va-

ría linealmente desde el citado valor Δ para la posición $x_1 = L - \frac{aT}{2}$ hasta el valor cero en el punto $x_2 = L$.

B) APERTURAS LINEALES LENTAS.—En éstas, al ser $T > \frac{2L}{a}$, la depresión máxima-maximorum Δ ante el

obturador se produce, según sabemos, para $t_0 = \frac{2L}{a}$;

en consecuencia, el golpe de ariete Δ_x transmitido a un punto de la tubería situado a la distancia desarrollada x del obturador, se deduce de la ecuación [174]

haciendo en la misma $t_0 = \frac{2L}{a}$ con lo que resulta:

$$\Delta_x = F_1\left(\frac{2L}{a}\right) - F_1\left(\frac{2x}{a}\right) \quad [180]$$

Ahora bien, al ser

$$F_1(t_0) = -\frac{aV_0}{gT} \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} t_0$$

$$F_1\left(t_0 + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right) = -\frac{aV_0}{gT} \sqrt{\frac{h_0 + \delta}{h_0}} \times \left(t_0 + \frac{2x}{a} - \frac{2L}{a}\right)$$

y haciendo en estas últimas $t_0 = \frac{2L}{a}$, con lo cual $\delta = \Delta$, se tiene:

$$F_1\left(\frac{2L}{a}\right) = -\frac{2LV_0}{gT} \sqrt{\frac{h_0 + \Delta}{h_0}}$$

$$F_1\left(\frac{2x}{a}\right) = -\frac{2V_0x}{gT} \sqrt{\frac{h_0 + \Delta}{h_0}}$$

Estas últimas a su vez substituídas en la [180] nos dan,

$$\Delta_x = -\frac{2LV_0}{gT} \sqrt{\frac{h_0 + \Delta}{h_0}} \frac{L-x}{L}$$

y como, según la [128], se tiene que,

$$\Delta = -\frac{2L V_0}{gT} \sqrt{\frac{h_0 + \Delta}{h_0}}$$

resultará en definitiva,

$$\Delta_x = \frac{L-x}{L} \Delta \quad [181]$$

análogamente a los cierres lentos. En consecuencia puede afirmarse que en aperturas lineales lentas la depresión máxima-maximorum Δ ante el obturador se transmite linealmente a todo lo largo de la tubería desde su máximo Δ en dicho obturador hasta el valor cero junto a la embocadura.

Recapitulando lo que acaba de exponerse llegamos a la conclusión de que los golpes de ariete máximos (sobrepresiones o depresiones) producidos por operaciones lineales, se transmiten a lo largo de una tubería de característica única (fig. 32) de acuerdo con las leyes siguientes:

A) OPERACIONES RÁPIDAS.—Como puede verse en la figura 34, el golpe de ariete máximo Δ se transmite íntegramente hasta un punto de la tubería cuya abscisa es $x_1 = L - \frac{aT}{2}$. Desde dicho punto hasta el origen C dicho golpe de ariete va decreciendo linealmente hasta anularse en aquel punto C.

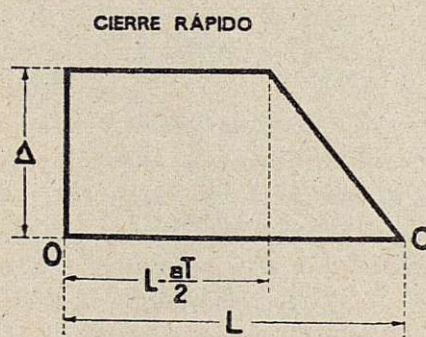


Fig. 34.

B) OPERACIONES LENTAS.—Según se observa en la figura 35, el golpe de ariete máximo Δ se transmite linealmente a lo largo de la conducción, variando desde el valor Δ ante el obturador hasta cero en el origen C de dicha tubería.

TUBERÍAS DE CARACTERÍSTICA VARIABLE; APLICACIÓN DE LAS ECUACIONES DE ALLIEVI

No puede prescindirse de tratar en el estudio del golpe de ariete un caso de gran complejidad que, sin embargo, corresponde a las condiciones ordinarias de la práctica. Nos referimos a las conducciones de *característica variable*, llamadas así, por contraposición

CIERRE LENTO

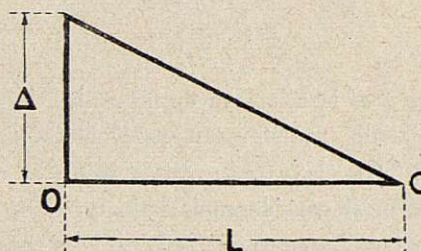


Fig. 35.

a las de *característica única*, cuando su diámetro, espesor y material que las integra no son uniformes en todo su desarrollo.

Recordando la ecuación [43] que expresa la celeridad a con que se propagan las ondas de presión en el régimen variable,

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \text{ [m/s]}$$

dedúcese de la misma que, si a lo largo de una tubería varían su diámetro D , el espesor e o la naturaleza del material que la constituye (K depende de dicha naturaleza), ya no será una constante la citada celeridad, que irá variando en el recorrido de toda la conducción. En tal caso, las ecuaciones integrales de Allievi [50] que a continuación repetimos:

$$\left. \begin{aligned} y &= y_0 + F_1 \left(t - \frac{x}{a} \right) - F_1 \left(t - \frac{2L-x}{a} \right) \\ V &= V_0 - \frac{g}{a} \left[F_1 \left(t - \frac{x}{a} \right) + F_1 \left(t - \frac{2L-x}{a} \right) \right] \end{aligned} \right\}$$

al estar deducidas bajo la hipótesis de que tanto la velocidad inicial de régimen permanente V_0 , como la celeridad a son constantes a lo largo de la conducción, ya no son aplicables en esta forma cuando se trata de tuberías cuya característica es variable. En

éstas, el fenómeno de régimen variable se complica notablemente debido a reflexiones parciales que sufren las ondas de presión en todos los puntos de cambio de característica, y su análisis riguroso exige el seguir paso a paso el itinerario de dichas ondas.

Antes de seguir adelante vamos a concretar la definición de *característica* de una tubería. Recordemos para ello que Allievi denomina así la expresión,

$$\rho_* = \frac{a V_0}{2 g h_0} \quad [182]$$

en la que a es la celeridad de las ondas, V_0 la velocidad inicial de régimen permanente anterior a la perturbación y h_0 la carga estática sobre el obturador. Ahora bien, si consideramos bajo un salto dado una tubería cuyo diámetro D , espesor e y material sean invariables en su recorrido, se tendrá que en la misma, a será constante; asimismo, por serlo D , también será constante V_0 , y en consecuencia, dedúcese de la última expresión [182], que en una conducción tal, la *característica* ρ_* será constante, a su vez. Por el contrario, si D , e y la naturaleza del material varían en su recorrido, no serán uniformes ni a ni V_0 , y por lo tanto, tampoco la *característica* ρ_* . Dedúcese, en consecuencia, que la definición dada por Allievi de *característica* de una conducción no está en desacuerdo con la que al principio hemos dado al afirmar que son de *característica única* las tuberías con diámetro, espesor y material uniformes en todo su recorrido, por contraposición a las de *característica variable* en las cuales no se mantienen constantes aquéllos.

Por lo que se refiere a las conducciones de *característica única*, como muy acertadamente observan Calame y Gaden ("*Influence des réflexions partielles de l'onde aux changements de caractéristiques de la conduite et au point d'insertion d'une chambre d'équilibre*").—*Bulletin Technique de la Suisse Romande*, septiembre, 1935), no ha de cometerse el error de creer que en las mismas la *característica* tendrá un valor único (error en que incurre Jaeger en la pág. 154 de su obra "*Théorie générale du coup de bélier*", Dunod (París), 1933), pues hemos de tener en cuenta que en una tubería de diámetro, espesor y naturaleza uniformes, situada bajo un salto h_0 , podemos considerar diferentes velocidades iniciales V_0 de régimen permanente, cada una de las cuales dará un valor distinto

para ρ_* en la [182], aunque éste será constante, para cada valor de V_0 , en todo el desarrollo de la misma.

Volviendo a la aplicación de las ecuaciones [50] de Allievi en las tuberías de *característica variable*, el famoso autor la hace posible mediante la introducción en las mismas de una celeridad media a_m y una velocidad media inicial de régimen permanente V de una conducción ficticia equivalente (a los efectos dinámicos) de *característica única*.

Sea una tubería de longitud L integrada por i tramos, cuyas longitudes son:

$$l_1, l_2, l_3, \dots, l_i$$

cada uno de los cuales es de diámetro:

$$d_1, d_2, d_3, \dots, d_i$$

y espesor:

$$e_1, e_2, e_3, \dots, e_i$$

Además, los citados tramos están constituidos por materiales diferentes.

Según la ecuación [43], las velocidades de propagación de las ondas de presión en los indicados tramos serán, respectivamente,

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= \frac{9\,900}{48,3 + K_1 \frac{d_1}{e_1}} \quad [\text{m/s}] \\ a_2 &= \frac{9\,900}{48,3 + K_2 \frac{d_2}{e_2}} \quad [\text{m/s}] \\ a_3 &= \frac{9\,900}{48,3 + K_3 \frac{d_3}{e_3}} \quad [\text{m/s}] \\ &\dots \dots \dots \\ a_i &= \frac{9\,900}{48,3 + K_i \frac{d_i}{e_i}} \quad [\text{m/s}] \end{aligned} \right\} \quad [183]$$

Además, las referidas ondas tardarán los tiempos siguientes en recorrer los espacios $l_1, l_2, l_3, \dots, l_i$:

$$t_1 = \frac{l_1}{a_1}, \quad t_2 = \frac{l_2}{a_2}, \quad t_3 = \frac{l_3}{a_3}, \quad \dots \quad t_i = \frac{l_i}{a_i} \quad [184]$$

Ahora bien, se tiene evidentemente que:

$$L = l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_i = \Sigma l_i \quad [185]$$

Por otra parte, si hemos de subsistir la conduc-

ción dada por otra ficticia de característica única, equivalente a los efectos del fenómeno de régimen variable, el tiempo t que en esta última han de emplear las ondas en su recorrido tendrá por valor,

$$t = \frac{L}{a_m} \quad [186]$$

siendo a_m la celeridad media, y ha de ser equivalente al que realmente tardan las ondas en la tubería de característica variable, que es,

$$t_1 + t_2 + t_3 + \dots + t_i, \quad [187]$$

Igualando, por lo tanto, las [186] y [187] y substituyendo los valores t_1, t_2, \dots, t_i por las expresiones dadas en la [184], resulta:

$$\frac{L}{a_m} = \frac{l_1}{a_1} + \frac{l_2}{a_2} + \frac{l_3}{a_3} + \dots + \frac{l_i}{a_i} = \sum \frac{l_i}{a_i} \quad [188]$$

Dedúcese, pues, para la celeridad media a_m en la conducción ficticia equivalente de característica única, la expresión:

$$a_m = \frac{L}{\frac{l_1}{a_1} + \frac{l_2}{a_2} + \dots + \frac{l_i}{a_i}} = \frac{L}{\sum \frac{l_i}{a_i}} \quad [189]$$

Hemos de hacer la observación de que Allievi introduce la anterior velocidad media de propagación con la salvedad de que el fenómeno de régimen variable estudiado sea de suficiente duración para que la elasticidad de la tubería entre en juego en su totalidad; es decir, en caso de operaciones de cierre o apertura que sean *lentas*.

Por lo que afecta al cálculo de la velocidad media inicial V_{om} de régimen permanente en la conducción ficticia de característica única, fúndase en la condición de que la fuerza viva del fluido en ésta sea igual a la correspondiente de la tubería de característica variable, cuyo golpe de ariete estudiamos.

Si en el régimen permanente inicial circula un caudal Q_0 , la fuerza viva de la conducción ficticia de característica única será:

$$MV_{om}^2 = \gamma \frac{\pi D_m^5}{4g} LV_{om}^2 \quad [190]$$

para un diámetro D_m de la misma.

En cuanto a los tramos l_1, l_2, \dots, l_i de la tubería en estudio, por los que circula el fluido con velocidades

v_1, v_2, \dots, v_i , la fuerza viva de dicho fluido en cada uno de ellos será, respectivamente,

$$\gamma \frac{\pi d_1^5}{4g} l_1 v_1^2, \quad \gamma \frac{\pi d_2^5}{4g} l_2 v_2^2, \quad \dots \quad \gamma \frac{\pi d_i^5}{4g} l_i v_i^2 \quad [191]$$

La equivalencia de fuerzas vivas en ambas conducciones (real y ficticia) exige, por lo tanto,

$$\gamma \frac{\pi D_m^5}{4g} LV_{om}^2 = \gamma \frac{\pi d_1^5}{4g} l_1 v_1^2 + \gamma \frac{\pi d_2^5}{4g} l_2 v_2^2 + \dots + \gamma \frac{\pi d_i^5}{4g} l_i v_i^2 \quad [192]$$

o lo que es lo mismo,

$$LD_m^5 V_{om}^2 = l_1 d_1^5 v_1^2 + l_2 d_2^5 v_2^2 + \dots + l_i d_i^5 v_i^2 \quad [193]$$

Por otra parte, según la ecuación de continuidad, podremos establecer la equivalencia siguiente:

$$Q_0 = \frac{\pi D_m^2}{4} V_{om} = \frac{\pi d_1^2}{4} v_1 = \frac{\pi d_2^2}{4} v_2 = \dots = \frac{\pi d_i^2}{4} v_i \quad [194]$$

que simplificada nos da,

$$D_m^2 V_{om} = d_1^2 v_1 = d_2^2 v_2 = \dots = d_i^2 v_i \quad [195]$$

y de la comparación de esta última con la [193] llegase en definitiva a la expresión:

$$LV_{om} = l_1 v_1 + l_2 v_2 + l_3 v_3 + \dots + l_i v_i = \sum l_i v_i \quad [196]$$

de la que se deduce para V_{om} el valor:

$$V_{om} = \frac{l_1 v_1 + l_2 v_2 + \dots + l_i v_i}{L} = \frac{\sum l_i v_i}{L} \quad [197]$$

en el cual, como hemos dicho, l_1, l_2, \dots, l_i son las longitudes de los diferentes tramos uniformes que constituyen la tubería de características variable, y v_1, v_2, \dots, v_i las velocidades en los mismos, las cuales se calculan fácilmente por conocerse el caudal inicial circulante Q_0 y los diámetros d_1, d_2, \dots, d_i .

Establecidas como se ha dicho las características a_m y V_{om} para una conducción de característica variable, ya serán aplicables las ecuaciones integrales de Allievi [50], que tomarán la forma,

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \gamma_0 + F_1 \left(t - \frac{x}{a_m} \right) - F_1 \left(t - \frac{2L-x}{a_m} \right) \\ V &= V_{om} - \frac{g}{a} \left[F_1 \left(t - \frac{x}{a_m} \right) + F_1 \left(t - \frac{2L-x}{a_m} \right) \right] \end{aligned} \right\} \quad [198]$$

y, en consecuencia, serán válidos todos los resultados a que se ha llegado en el presente estudio sin más que substituir en los mismos a por a_m y V_0 por V_{om} .

Insistimos en que la condición esencial para poder

reemplazar, a efectos del cálculo del golpe de ariete, una conducción de características múltiples por otra ficticia de característica única media, es que las maniobras de cierre o apertura sean suficientemente lentas con relación a la duración,

$$\mu_m = \frac{2L}{a_m}$$

de la fase en la citada conducción, pues es lógico exigir para la exactitud de los cálculos cuando se introduce una característica media, que el fenómeno estudiado ponga en juego todas las características de los diversos tramos, lo cual requiere como mínimo un

tiempo $\mu_m = \frac{2L}{a_m}$. Si tal ocurre, la substitución del

conducto real por otro ficticio de característica única no es posible y precisase entonces seguir la onda en todas sus reflexiones parciales correspondientes a los cambios de característica; se puede, por el contrario, como hemos dicho, eludir el riguroso método analítico de las reflexiones parciales, en los casos de maniobras lentas, empleando las velocidades medias a_m y V_m .

Hemos de añadir que corrientemente en la práctica de las instalaciones industriales las maniobras rápidas (duración inferior a la fase), aun cuando son posibles, no ponen en juego más que variaciones de caudal relativamente pequeñas, que no producen las sobrepresiones más peligrosas; y, por lo tanto, el método de Allievi que acaba de desarrollarse tiene gran generalidad.

CONDUCCIONES DOTADAS DE CHIMENEAS DE EQUILIBRIO. APLICACIÓN DE LA TEORÍA DE ALLIEVI

INTRODUCCIÓN

Las conducciones forzadas, sobre todo, cuando es considerable su longitud, pueden sufrir en los cambios de régimen de circulación sobrepresiones y depresiones de golpe de ariete, cuya magnitud ponga en peligro su integridad. Por otra parte, si, para garantizar ésta, se calcularan las conducciones citadas teniendo en cuenta dichas sobrepresiones y depresiones, obtendríanse resultados antieconómicos.

En consecuencia, siempre que el golpe de ariete pueda alcanzar valores peligrosos para la seguridad de la

tubería, impónese la necesidad de dotar a ésta con un dispositivo que, atenuando aquél, proteja la referida conducción. Todos los medios conducentes a tal fin reducen a los que a continuación se indican:

1. Colchones de aire. 2. Válvulas reguladoras de presión. 3. Deflectores. 4. Chimeneas de equilibrio.

De los anteriores, los tres primeros (cuya descripción no abordamos por rebasar el objeto del presente estudio) tienen el inconveniente de que solamente amortiguan el golpe de ariete positivo. Y, si bien éste suele ser mayor en valor absoluto que el negativo (según en lo que precede se demostró), es este último el más peligroso para la conducción, ya que la somete a depresiones susceptibles de producir su aplastamiento.

Por otra parte, en las conducciones forzadas de gran longitud, la inercia de las masas de agua en movimiento es muy grande, y al variar el caudal requerido por las turbinas, y, en consecuencia, la apertura del distribuidor, se tarda un tiempo apreciable en llegar al nuevo régimen permanente de circulación, ya que la modificación del caudal implica la aceleración o deceleración de las masas de agua en cuestión. Y como es de gran interés establecer en el mínimo tiempo el nuevo régimen de caudales, siempre que las conducciones forzadas tengan gran longitud, se hace necesaria la instalación de chimeneas de equilibrio que, atenuado el golpe de ariete inherente a las variaciones de régimen indicadas, faciliten simultáneamente el rápido establecimiento de las nuevas condiciones de circulación consecutivas a aquél.

La *chimenea de equilibrio* no es más que un tubo o depósito, vertical o inclinado, que colocado en el trayecto de una tubería a presión, reduce, aguas arriba, la sobrepresión o depresión del golpe de ariete que se origina como consecuencia de una variación de los caudales requeridos en la zona de aguas abajo. Unida la chimenea por su parte inferior a la tubería que protege, es, además, abierta por su borde superior que queda suficientemente elevado sobre el nivel hidrostático. Por lo que se refiere a la altura de la chimenea, es muy pequeña relativamente a la longitud de la conducción forzada, y es, en cambio, su sección superior a la de ésta y, como mínimo, igual.

El emplazamiento de las chimeneas de equilibrio se dispone ya junto a los órganos de cierre (caso de saltos bajos), o entre una galería de presión de gran

longitud y débil pendiente y una conducción forzada propiamente dicha (cual es el caso de los saltos de gran altura); disposición en las que el efecto principal de la chimenea es la protección de la galería de presión citada.

Al efectuar una maniobra de cierre o apertura en el distribuidor, se originan dos fenómenos de sobre-presión de naturaleza diferente: en primer lugar, una onda de período muy corto, que, debida al golpe de ariete producido en la conducción, se transmite con la celeridad a , según al principio de este estudio habíamos demostrado; esta onda, que se amortigua en un tiempo muy corto, unos pocos segundos, transfórmase en una oscilación senoidal de período más largo (varios minutos, ordinariamente), que no es otra cosa que una pendulación de la masa de agua contenida en la galería de presión y la chimenea de equilibrio, la cual se denomina genéricamente *oscilación en masa*.

El movimiento de conjunto de las masas de agua contenidas en la galería de presión y la chimenea de equilibrio puede resumirse como sigue:

Al cerrar el distribuidor de la turbina, la cámara (o chimenea) de equilibrio recibe, en virtud de la inercia de las masas en movimiento, todo el volumen de agua que aporta la galería; y esto ocurre hasta que la columna de agua que se eleva en dicha chimenea equilibra las masas en movimiento amortiguado, de la indicada galería.

Por el contrario, al abrir el distribuidor de la turbina, la chimenea debe suministrar inmediatamente a aquélla el caudal necesario hasta el instante en que la velocidad del agua en la galería de presión asegure dicho caudal. En el presente estudio no nos ocupamos del fenómeno de oscilación en masa, que merece un trabajo especial, dada su importancia, sino que como aplicación de la teoría de Allievi calcularemos el golpe de ariete en las conducciones dotadas de chimeneas de equilibrio, inspirándonos para ello, aparte de las obras citadas al principio, en las siguientes:

CALAME (JULES) ET GADEN (DANIEL).—*Théorie des chambres d'équilibre*. Gauthier, Villars. París, 1926.

L. MÜHLHOFER.—*Zeichnerische Bestimmung der Spiegelbewegungen in Wasserschlössern von Wasserkraftanlagen mit unter Druck durchflossenem Zulaufgerinne*. Berlín, 1924. («Determinación gráfica del movimiento de la lámina de agua en las chimeneas de

equilibrio de las instalaciones hidroeléctricas dotadas de conducciones a presión».)

Dr. Ing. JOSEF SCHÜLLER und Ingenieur JOSEF FRANK. *Schwingungen in den Zuleitung und Ableitungskanälen von Wasserkraftanlagen*. Berlín, 1938. («Oscilaciones en conducciones de instalaciones eléctricas».)

GOLPE DE ARIETE EN UNA CONDUCCIÓN FORZADA CON CHIMENA DE EQUILIBRIO

CONSIDERACIONES GENERALES.—Vamos a continuación a analizar el efecto de la chimenea de equilibrio sobre el golpe de ariete originado por una operación aguas abajo, en los órganos distribuidores de las turbinas. Si consideramos, por ejemplo, una maniobra de cierre en aquéllos, se producirá en el distribuidor una *onda de sobrepresión* que, según sabemos, se desplazará en dirección de aguas arriba con la celeridad a hasta encontrar una superficie libre (la del embalse de aguas arriba en el caso de no existir chimenea) en la que será reflejada y volverá cambiada de signo, hacia el indicado distribuidor, *como onda de depresión* y con análoga celeridad a . La presión de régimen variable en un punto cualquiera del conducto será, para un instante dado, según lo demuestran las ecuaciones de Allievi, igual a la suma de los valores instantáneos de las ondas *directa* y *reflejada* que, como ya hemos dicho, se desplazan en sentido contrario sin perturbarse mutuamente.

La experiencia demuestra que si en su trayecto encuentra la onda directa una cámara abierta (chimenea de equilibrio), esta onda se descompone en otras dos: una de ellas que avanza por la chimenea de equilibrio y se refleja en su superficie libre, y la otra, que se propaga por la galería de presión y está notablemente atenuada, y aun anulada prácticamente si las dimensiones de la chimenea en cuestión se estudian convenientemente. Vamos en lo que sigue a estudiar cuantitativamente este fenómeno de atenuación del golpe de ariete en la galería, para lo cual conviene considerar los dos casos siguientes:

A) Chimenea de equilibrio situada junto a los órganos de obturación. (Saltos bajos.)

B) Chimenea de equilibrio situada en lo alto de la conducción forzada propiamente dicha, entre ésta y la galería de presión. (Saltos de altura.)

A) GOLPE DE ARIETE EN UNA GALERÍA DE PRESIÓN, DOTADA DE CHIMENEA DE EQUILIBRIO JUNTO A LOS ÓRGANOS DE OBTURACIÓN.—En este caso, indicado en la figura 36, por estar la chimenea de equilibrio inmediata a los órganos de obturación, no hemos de considerar más que una galería de presión de longitud L y sección f , en la cual la velocidad de circulación es W ; la chimenea de equilibrio de longitud L' y sección transversal F por la que circula el agua con velocidad V , durante el período de régimen variable; e inmediato a dicha chimenea el órgano de obturación, de sección variable S y velocidad de paso C hacia las turbinas.

Ahora bien, siempre que se dota a una conducción de chimenea de equilibrio es porque al ser la longitud L de aquélla muy grande, se tiene, en general, para una operación verificada en T segundos:

$$T < \frac{2L}{a} \quad [199]$$

siendo a la celeridad de las ondas en la conducción citada. En cambio, como la longitud L' de la chimenea de equilibrio es muy pequeña respecto a la longitud L de la conducción, y, por otra parte, la celeridad a' de las ondas en dicho elemento de protección tiene un valor del mismo orden que a , también se verifica, en general, que:

$$T > \frac{2L'}{a'} \quad [200]$$

Resulta, en consecuencia, como expresión de las [199] y [200], que si bien el tiempo T de cierre o apertura es, en general, *corto* respecto al período del golpe de ariete en la galería, dicho tiempo T es en cambio *largo* con relación al golpe de ariete en la chimenea de equilibrio.

Por ello, en los razonamientos que siguen suponemos que la onda propagada por la galería en el sentido de aguas arriba al comenzar una operación de cierre o de apertura, no retrocede a tiempo, una vez reflejada en el embalse, para influir en el valor de las cargas que se suceden en la base de la chimenea, durante el tiempo T que dura la operación citada.

El problema del golpe de ariete en este caso de chimenea situada junto a los órganos de obturación se puede resolver con facilidad asimilándolo al caso general (tratado al principio de este estudio), de una tubería única (fig. 6), que, dotada en su parte inferior

de un obturador para modificar a voluntad el caudal circulante, comunica por su extremo superior con un ensanchamiento o depósito de suficiente capacidad para que pueda considerarse que en el mismo su nivel es invariable y constituye, en consecuencia, una superficie de reflexión total.

La chimenea de equilibrio no es, efectivamente, otra cosa que una tubería cuya parte superior está en comunicación con un nivel libre, y que comunica inferiormente con la embocadura de la galería, por un lado, y con el órgano de obturación, por el otro. Mas el conjunto integrado por la embocadura de la galería y el obturador puede fácilmente asimilarse a un *obturador ficticio* que, situado en la base M de la chimenea regula el caudal que circula por ésta en los períodos de régimen variable, pues, evidentemente, cualquier modificación del caudal que alimenta las turbinas origina una variación en el que circula por la chimenea en cuestión. Ambos (caudal de las turbinas y de la chimenea) están relacionados por una ley definida que más adelante vamos a deducir.

Por otra parte, como las ondas de golpe de ariete son de período muy corto y se amortiguan en segundos, puede considerarse sin gran error que, mientras dura el fenómeno citado de golpe de ariete que vamos a estudiar, el nivel en la chimenea de equilibrio permanece constante, ya que las oscilaciones en masa, cuyo período es muy superior (de varios minutos ordinariamente), aún no habrán aparecido al amortiguarse aquél. En consecuencia, es lícito el asimilar la chimenea a una tubería vertical que desemboca por su parte superior en una superficie de reflexión total y está dotada en su extremo inferior de un obturador ficticio, por lo que se pueden aplicar a la misma las ecuaciones de Allievi ya estudiadas.

Refiriéndonos a la figura 36, que representa el sis-

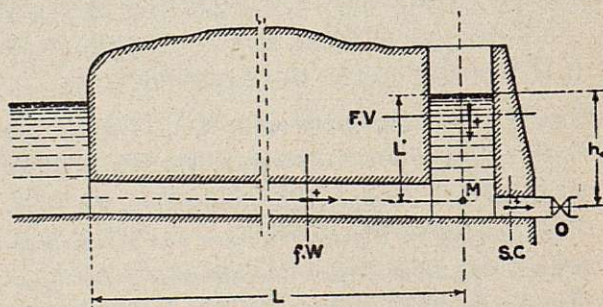


Fig. 36.

tema constituido por la galería de presión, la chimenea de equilibrio e inmediato a ésta el órgano de obturación, vamos a considerar como positivas las velocidades cuando se dirijan hacia el *obturador ficticio*, es decir, hacia el extremo inferior *M* de la chimenea. Asimismo, en el indicado sistema, emplearemos las características que a continuación se indican:

- a* Velocidad de propagación de las ondas en la galería de presión.
- a'* Velocidad de propagación de las ondas en la chimenea de equilibrio.
- $$\mu = \frac{2L}{a}$$
- Duración de la fase del golpe de ariete en la galería de presión.
- $$\mu' = \frac{2L'}{a'}$$
- Duración de la fase del golpe de ariete en la chimenea de equilibrio.
- W*₀ Velocidad inicial en la galería, correspondiente al régimen permanente. (Corresponde a un caudal $Q_0 = fW_0$ en el citado régimen permanente.)
- W*_i Velocidad en la galería al final de la fase *i* de duración μ' , en régimen variable. (Para $i = 0$ se tiene $W_i = W_0$.)
- V*_i Velocidad en la chimenea de equilibrio al final de la fase *i* de duración μ' , en régimen variable. (Para $i = 0$, resulta: $V_{i=0} = 0$, puesto que en régimen permanente no circula agua por la chimenea.)
- V*₀ Velocidad que tendría el agua en la chimenea de equilibrio para una circulación del caudal Q_0 de régimen permanente. (No tiene nada que ver con el valor inicial $V_{i=0} = 0$ de régimen variable; se trata sencillamente de la relación
- $$V_0 = \frac{Q_0}{F}$$
- que usaremos en los cálculos.)
- h*_i Presión ante el obturador *O* al final de la fase *i* de duración μ' en el régimen variable.
- h*₀ Presión ante el obturador *O* en régimen permanente.
- $$\zeta_{*i}^2 = \frac{h_i}{h_0}$$
- Presión relativa ante el obturador *O* al final

de la fase *i* de duración μ' en el régimen variable.

$$\rho_* = \frac{aW_0}{2gh_0}$$

Característica de la galería de presión.

$$\rho'_* = \frac{a'V_0}{2gh_0}$$

Característica de la chimenea de equilibrio.

$$k = \frac{\rho_*}{\rho'_*} = \frac{aW_0}{a'V_0} = \frac{aF}{a'f}$$

Parámetro.

*C*_i Velocidad en la pequeña tubería que precede al obturador *O*, al final de la fase *i* de duración μ' en régimen variable.

*C*₀ Velocidad en la pequeña tubería que precede al obturador *O*, en régimen permanente correspondiente al caudal Q_0 ; es decir, que

$$C_0 = \frac{Q_0}{S}$$

σ_i Sección de paso del obturador al final de la fase *i* de duración μ' en régimen variable.

σ_0 Sección de paso del obturador en su máxima apertura.

$\eta_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_0}$ Grado de apertura del obturador al final de la fase *i* de duración μ' en régimen variable.

Después de indicadas las características anteriores vamos a aplicar las *ecuaciones concatenadas de Allievi* [63] al sistema constituido por la chimenea de equilibrio que, limitada superiormente por una superficie de nivel invariable, tiene en su extremo inferior un obturador ficticio. Dichas ecuaciones [63] toman al presente la siguiente forma:

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{*1}^2 - 1 &= 2\rho'_* \left(\frac{V_{i=0}}{V_0} - \frac{V_1}{V_0} \right) = -2\rho'_* \frac{V_1}{V_0} \\ \zeta_{*1}^2 + \zeta_{*2}^2 - 2 &= 2\rho'_* \left(\frac{V_1}{V_0} - \frac{V_2}{V_0} \right) \\ \zeta_{*2}^2 + \zeta_{*3}^2 - 2 &= 2\rho'_* \left(\frac{V_2}{V_0} - \frac{V_3}{V_0} \right) \\ &\dots\dots\dots \\ \zeta_{*i-1}^2 + \zeta_{*i}^2 - 2 &= 2\rho'_* \left(\frac{V_{i-1}}{V_0} - \frac{V_i}{V_0} \right) \\ \zeta_{*i}^2 + \zeta_{*i+1}^2 - 2 &= 2\rho'_* \left(\frac{V_i}{V_0} - \frac{V_{i+1}}{V_0} \right) \end{aligned} \right\} \quad [201]$$

En las anteriores ecuaciones, las velocidades de régimen variable $V_{i=0}, V_1, V_2, \dots, V_i$ en la chimenea de equilibrio caracterizan las aperturas del *obturador ficticio* situado al pie de aquélla, siendo como sabemos la $V_{i=0}$ nula.

Para determinar ahora en las ecuaciones citadas las relaciones $\frac{V_i}{V_0}$ aplicaremos el teorema de la continuidad en el punto M de confluencia de la galería, chimenea y órgano de obturación. Es evidente que en un instante dado, tanto en régimen permanente como en régimen variable, la aportación de la galería se distribuye entre la chimenea de equilibrio y la turbina. En consecuencia, y con los signos adoptados para las velocidades, podemos expresar la ecuación de continuidad por la igualdad:

$$fW_i = -fV_i + SC_i, \quad [202]$$

para el final de la fase i de duración μ' de régimen variable. Asimismo, resulta en el régimen permanente como expresión de continuidad:

$$Q_0 = fW_0 = SC_0 = fV_0, \quad [203]$$

puesto que entonces no circula el agua por la chimenea. Por otra parte, es evidente, según la última equivalencia, que:

$$SC_i = SC_0 \frac{C_i}{C_0} = fV_0 \frac{C_i}{C_0} \quad [204]$$

Y substituyendo este valor en la [202] pueden establecerse las expresiones:

$$\left. \begin{aligned} fW_i &= -fV_i + fV_0 \frac{C_i}{C_0} \\ fW_0 &= fV_0 \end{aligned} \right\} \quad [205]$$

que divididas ordenadamente nos dan la igualdad.

$$\frac{W_i}{W_0} = -\frac{V_i}{V_0} + \frac{C_i}{C_0} \quad [206]$$

que vienen a representar otra forma de la ecuación de continuidad.

Por otra parte, el caudal que circula por el obturador O en régimen permanente es, para la máxima apertura,

$$q_0 = SC_0 = m \sigma_0 \sqrt{2gh_0} \quad [207]$$

siendo m el coeficiente de contracción, que se supone invariable. Asimismo, al final de la fase i (de dura-

ción μ') de régimen variable, la aportación correspondiente a la turbina valdrá:

$$q_i = SC_i = m \sigma_i \sqrt{2gh_i} \quad [208]$$

De las dos últimas igualdades se deduce, teniendo en cuenta las definiciones ya dadas de *grado de apertura del obturador* y *presión relativa* ζ_{*i}^2 ante el mismo al final de la fase i de duración μ' , la relación siguiente:

$$\frac{C_i}{C_0} = \eta_i \zeta_{*i}^2 \quad [209]$$

Substituída esta última en la ecuación de continuidad [206] deducimos en definitiva para las relaciones $\frac{V_i}{V_0}$ la expresión general siguiente:

$$\frac{V_i}{V_0} = \eta_i \zeta_{*i}^2 - \frac{W_i}{W_0} \quad [210]$$

Análogamente al criterio seguido en la chimenea de equilibrio, podemos asimilar la galería de presión a una tubería única que por el extremo de aguas arriba desemboca en un embalse de nivel constante, y en el otro extremo, junto a la base de la chimenea, está dotada de un *obturador ficticio* situado en M , el cual, mediante la ecuación de continuidad [210], tiene perfectamente definida su ley de cierre. Aplicando, pues, las ecuaciones [48] de Allievi y llamando δ_t la sobrepresión en el *obturador ficticio* situado en M , resulta:

$$\left. \begin{aligned} \delta_t &= F_1(t) - F_1(t - \mu) \\ W_t &= W_0 - \frac{g}{a} [F_1(t) + F_1(t - \mu)] \end{aligned} \right\} \quad [211]$$

Considerando ahora una operación del obturador efectuada en un tiempo T resulta, según las hipótesis hechas más arriba y expresadas en las ecuaciones [199] y [200], que:

$$\mu' < T < \mu, \quad [212]$$

y por lo tanto, si t_1 es un tiempo tal que $0 < t_1 < \mu'$ podremos establecer la siguiente expresión:

$$i \mu' + t_1 = T < \mu, \quad [212]$$

siendo i un número entero.

Si, por lo tanto, en las ecuaciones de Allievi [211] consideramos $t = i \mu'$, es decir, la misma fase i de duración μ' tenida en cuenta en la chimenea de equilibrio resultará en primer lugar que,

$$\delta_t = \delta_i = h_i - h_0, \quad [213]$$

siendo $h_1 \rightarrow h_0$ la sobrepresión antes calculada para el punto M al pie de la chimenea; pues es evidente que en un instante dado y para un mismo punto (el M) la presión habrá de tener un valor único. Además, como, según la [212], se tiene que $t = i\mu' < \mu$, la función $F_1(t - \mu)$ se anula, es decir, que

$$F_1(i\mu' - \mu) = 0, \quad [214]$$

Teniendo en cuenta las [213] y [214] pueden expresarse las ecuaciones de Allievi [211] como sigue:

$$\left. \begin{aligned} h_1 - h_0 &= F_1(i\mu') \\ W_1 &= W_0 - \frac{g}{a} F_1(i\mu') \end{aligned} \right\} \quad [215]$$

resultando de estas últimas,

$$W_1 = W_0 - \frac{g}{a} (h_1 - h_0) \quad [216]$$

Ahora bien, de esta expresión se deduce que:

$$\frac{W_1}{W_0} = 1 - \frac{g}{a W_0} (h_1 - h_0) = 1 - \frac{1}{2} \frac{2g h_0}{a W_0} \left(\frac{h_1}{h_0} - 1 \right) \quad [217]$$

y teniendo en cuenta la definición dada anteriormente para la característica ρ_* así como la correspondiente a la presión relativa ζ_{*i}^2 ante el obturador, la igualdad anterior toma la forma siguiente:

$$\frac{W_1}{W_0} = 1 - \frac{1}{2 \rho_*} \zeta_{*i}^2 - 1 \quad [218]$$

Substituyendo esta equivalencia en la ecuación de continuidad [210] se llega en definitiva al siguiente

valor de la relación $\frac{V_1}{V_0}$ que buscamos,

$$\frac{V_1}{V_0} = \eta_1 \zeta_{*i} - 1 + \frac{1}{2 \rho_*} (\zeta_{*i}^2 - 1) \quad [219]$$

la cual para $i = 0, 1, 2, \dots, i$, da los resultados siguientes:

$$\left. \begin{aligned} \frac{V_{i=0}}{V_0} &= 0 \\ \frac{V_1}{V_0} &= \eta_1 \zeta_{*1} - 1 + \frac{1}{2 \rho_*} (\zeta_{*1}^2 - 1) \\ \frac{V_2}{V_0} &= \eta_1 \zeta_{*2} - 1 + \frac{1}{2 \rho_*} (\zeta_{*2}^2 - 1) \\ &\dots \\ \frac{V_i}{V_0} &= \eta_i \zeta_{*i} - 1 + \frac{1}{2 \rho_*} (\zeta_{*i}^2 - 1) \\ \frac{V_{i+1}}{V_0} &= \eta_{i+1} \zeta_{*i+1} - 1 + \frac{1}{2 \rho_*} (\zeta_{*i+1}^2 - 1) \end{aligned} \right\} \quad [220]$$

que substituídos en las ecuaciones de Allievi [201] nos llevan al sistema,

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{*i}^2 - 1 &= 2 \rho_*' \left[1 - \eta_{i1} \zeta_{*1} - \frac{1}{2 \rho_*} (\zeta_{*i}^2 - 1) \right] \\ \zeta_{*i}^2 + \zeta_{*i+1}^2 - 2 &= \rho_*' \left[\eta_{i1} \zeta_{*1} - \eta_{i2} \zeta_{*2} + \frac{1}{2 \rho_*} (\zeta_{*i}^2 - \zeta_{*i+1}^2) \right] \\ &\dots \\ \zeta_{*i-1}^2 + \zeta_{*i}^2 - 2 &= 2 \rho_*' \left[\eta_{i-1} \zeta_{*i-1} - \eta_i \zeta_{*i} + \frac{1}{2 \rho_*} (\zeta_{*i-1}^2 - \zeta_{*i}^2) \right] \\ \zeta_{*i}^2 + \zeta_{*i+1}^2 - 2 &= 2 \rho_*' \left[\eta_i \zeta_{*i} - \eta_{i+1} \zeta_{*i+1} + \frac{1}{2 \rho_*} (\zeta_{*i}^2 - \zeta_{*i+1}^2) \right] \end{aligned} \right\} \quad [221]$$

o al equivalente que a continuación se indica:

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{*i}^2 - 1 &= 2 \rho_*' (1 - \eta_{i1} \zeta_{*1}) - \frac{\rho_*'}{\rho_*} (\zeta_{*i}^2 - 1) \\ \zeta_{*i}^2 + \zeta_{*i+1}^2 - 2 &= 2 \rho_*' (\eta_{i1} \zeta_{*1} - \eta_{i2} \zeta_{*2}) + \frac{\rho_*'}{\rho_*} (\zeta_{*i}^2 - \zeta_{*i+1}^2) \\ &\dots \\ \zeta_{*i-1}^2 + \zeta_{*i}^2 - 2 &= 2 \rho_*' (\eta_{i-1} \zeta_{*i-1} - \eta_i \zeta_{*i}) + \frac{\rho_*'}{\rho_*} (\zeta_{*i-1}^2 - \zeta_{*i}^2) \\ \zeta_{*i}^2 + \zeta_{*i+1}^2 - 2 &= 2 \rho_*' (\eta_i \zeta_{*i} - \eta_{i+1} \zeta_{*i+1}) + \frac{\rho_*'}{\rho_*} (\zeta_{*i}^2 - \zeta_{*i+1}^2) \end{aligned} \right\} \quad [222]$$

e introduciendo el parámetro

$$k = \frac{\rho_*}{\rho_*'} = \frac{a' W_0}{a V_0} = \frac{a F}{a' f}$$

el sistema anterior se transforma en el siguiente:

$$\left. \begin{aligned} (k+1)(\zeta_{*i}^2 - 1) &= 2 \rho_* (1 - \eta_{i1} \zeta_{*1}) \\ (k-1)\zeta_{*i}^2 + (k+1)\zeta_{*i+1}^2 - 2k &= 2 \rho_* (\eta_{i1} \zeta_{*1} - \eta_{i2} \zeta_{*2}) \\ &\dots \\ (k-1)\zeta_{*i-1}^2 + (k+1)\zeta_{*i}^2 - 2k &= 2 \rho_* (\eta_{i-1} \zeta_{*i-1} - \eta_i \zeta_{*i}) \\ (k-1)\zeta_{*i}^2 + (k+1)\zeta_{*i+1}^2 - 2k &= 2 \rho_* (\eta_i \zeta_{*i} - \eta_{i+1} \zeta_{*i+1}) \end{aligned} \right\} \quad [223]$$

que contiene las *ecuaciones concatenadas de Allievi* en el caso de estar la conducción que se estudia protegida por una chimenea de equilibrio situada junto a los órganos de obturación.

Las anteriores *ecuaciones concatenadas de Allievi* que toman la forma definitiva siguiente,

$$\left. \begin{aligned} (k+1) \left(\zeta_{*1}^2 - 1 \right) &= 2 \rho_* (1 - \eta_1 \zeta_{*1}) \\ (k-1) \left(\zeta_{*1}^2 - 1 \right) + (k+1) \left(\zeta_{*2}^2 - 1 \right) &= \\ &= 2 \rho_* (\eta_1 \zeta_{*1} - \eta_2 \zeta_{*2}) \\ \dots\dots\dots \\ (k-1) \left(\zeta_{*i-1}^2 - 1 \right) + (k+1) \left(\zeta_{*i}^2 - 1 \right) &= \\ &= 2 \rho_* (\eta_{i-1} \zeta_{*i-1} - \eta_i \zeta_{*i}) \\ (k-1) \left(\zeta_{*1}^2 - 1 \right) + (k+1) \left(\zeta_{*i+1}^2 - 1 \right) &= \\ &= 2 \rho_* (\eta_i \zeta_{*i} - \eta_{i+1} \zeta_{*i+1}) \end{aligned} \right\} \quad [224]$$

nos resuelven el problema de determinar las presiones relativas de régimen variable,

$$\zeta_{*1}^2 = \frac{h_1}{h_0}, \quad \zeta_{*2}^2 = \frac{h_2}{h_0}, \quad \dots \quad \zeta_{*i}^2 = \frac{h_i}{h_0} \quad [225]$$

correspondientes al punto *M*, base de la chimenea de equilibrio, al final de las fases 1, 2, ..., *i*, de duración μ' y en función del parámetro *k*, de la característica ρ_* de la galería y de los grados de apertura $\eta_1 \eta_2 \dots \eta_i$ del obturador al final de las fases citadas.

Conocida, pues, la ley de cierre, es decir, la variación del grado de apertura con el tiempo, determinaremos ζ_{*1} en la primera de las anteriores ecuaciones; este valor, substituído en la segunda, nos permitirá deducir ζ_{*2} , y así sucesivamente, habremos calculado la serie de presiones relativas que se indican en las [225], con lo que queda resuelto el problema planteado.

Vamos a hacer aplicación de las anteriores ecuaciones al caso de cierres lineales. En éstos, según sabemos, se verifica para una operación completa en *T* segundos (véase la ecuación [68] y figura 14) que:

$$\eta_1 = \frac{\sigma_1}{\sigma_0} = \frac{T - t_1}{T} = 1 - \frac{t_1}{T}$$

y si suponemos, como es el caso, el grado de apertura al final de la fase *i* de duración μ' , la anterior igualdad se transforma en la siguiente:

$$\eta_i = 1 - \frac{i \mu'}{T}$$

de la que, denominando $\theta' = \frac{T}{\mu'}$ el tiempo relativo de cierre o apertura, se obtiene, como expresión definitiva del *grado de apertura* del obturador la indicada a continuación:

$$\eta_i = 1 - \frac{i}{\theta'} \quad [226]$$

Después de lo que antecede y antes de estudiar los cierres lineales, hemos de hacer en éstos una distinción, según sean *bruscos* o *lentos*. Si una operación de cierre o apertura dura *T* segundos, diremos que es *rápida* o *brusca* cuando,

$$T \leq \frac{2L'}{a} = \mu'$$

y se trata, en cambio de una operación *lenta* en el caso de verificarse que,

$$T > \frac{2L'}{a} = \mu'$$

Esta distinción entre operaciones *bruscas* y *lentas* efectúase, como acabamos de ver, comparativamente al período μ' de la onda en la chimenea de equilibrio. Lo que es natural, pues siempre que una galería lleva tal elemento de protección es porque las operaciones respecto al período μ de la misma son *rápidas*, es decir,

$$T < \frac{2L}{a} = \mu$$

Después de todo lo que antecede, vamos a estudiar, aplicando las ecuaciones concatenadas de Allievi [224], el golpe de ariete en un sistema constituido por galería de presión, chimenea de equilibrio y órgano de obturación junto a ésta, en el caso de operaciones lineales, tanto *lentas* como *bruscas*.

1.) *Operación de cierre brusca*.—En este caso, por verificarse que $T \leq \mu'$ el cierre habrá terminado antes de la primera fase de duración μ' . Por lo tanto, el grado de apertura del obturador al final de la primera fase será nulo, y lo mismo los correspondientes a las fases siguientes, es decir, que se tendrá,

$$\eta_1 = \eta_2 = \eta_3 = \dots = \eta_i = 0$$

Por lo tanto, las ecuaciones [224] se reducirán en este caso a las siguientes:

$$(k+1) \left(\zeta_{*1}^2 - 1 \right) = 2 \rho_*$$

$$(k-1) \left(\zeta_{*1}^2 - 1 \right) + (k+1) \left(\zeta_{*2}^2 - 1 \right) = 0$$

[227]

$$(k-1) \left(\zeta_{*i-1}^2 - 1 \right) + (k+1) \left(\zeta_{*i}^2 - 1 \right) = 0$$

$$(k-1) \left(\zeta_{*i}^2 - 1 \right) + (k+1) \left(\zeta_{*i+1}^2 - 1 \right) = 0$$

de las que se deducen para las sobrepresiones relativas en el extremo inferior M de la chimenea de equilibrio al final de las fases 1, 2, ..., i , los valores:

$$\zeta_{*1}^2 - 1 = \frac{2 \rho_*}{k+1}$$

$$\zeta_{*2}^2 - 1 = - \frac{k-1}{k+1} \left(\zeta_{*1}^2 - 1 \right)$$

[228]

$$\zeta_{*i}^2 - 1 = - \frac{k-1}{k+1} \left(\zeta_{*i-1}^2 - 1 \right)$$

$$\zeta_{*i+1}^2 - 1 = - \frac{k-1}{k+1} \left(\zeta_{*i}^2 - 1 \right)$$

No ha de olvidarse que, cuando las magnitudes $\zeta_{*1}^2, \zeta_{*2}^2, \dots, \zeta_{*i}^2$ se definieron como presiones relativas ante el obturador O (fig. 36) los resultados obtenidos en las [228] son las presiones en el punto M inferior de la cámara y origen de la galería. Esto, sin embargo, no implica error en la hipótesis que hemos hecho de estar situado el órgano obturador junto a la chimenea de equilibrio, pues en tal caso es muy pequeña la distancia OM .

Analizando los resultados obtenidos en las [228] se llega a las consecuencias siguientes:

1.º El golpe de ariete en el origen de la galería para un cierre brusco y completo, que en el caso de no existir chimenea de equilibrio sería, según la [75],

$$\zeta_{*1}^2 - 1 = 2 \rho_*$$

queda reducido por el factor $k+1$ al dotarla del elemento de protección citado. El parámetro k que es, según sabemos,

$$k = \frac{aF}{a'f}$$

depende de la sección F de la chimenea, de la f de la galería y de las celeridades a y a' que caracterizan las

ondas de presión en ésta y aquélla. Si, como muchas veces ocurre $a = a'$, resulta para el factor de reducción,

$$k+1 = \frac{F}{f} + 1$$

Si, por tanto, aplicamos la primera de las [228], al cálculo del golpe de ariete en el origen de la galería para un cierre brusco y completo los resultados que se agrupan en el cuadro siguiente,

$F:f$	$k+1$	$\zeta_{*1}^2 - 1$
0 (No hay chimenea)	1	$2 \rho_*$
$\frac{1}{4}$	$\frac{5}{4}$	$0,800 \cdot [2 \rho_*]$
$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{2}$	$0,670 \cdot [2 \rho_*]$
1	2	$0,500 \cdot [2 \rho_*]$
2	3	$0,330 \cdot [2 \rho_*]$
4	5	$0,200 \cdot [2 \rho_*]$
8	9	$0,110 \cdot [2 \rho_*]$
16	17	$0,059 \cdot [2 \rho_*]$
32	33	$0,030 \cdot [2 \rho_*]$
64	65	$0,015 \cdot [2 \rho_*]$

demuestran la eficacia de la chimenea de equilibrio, sobre todo, cuando la sección de ésta supera a la de la galería.

2.º Substituyendo sucesivamente los valores $\zeta_{*1}, \zeta_{*2}, \dots, \zeta_{*i}$ en el sistema [228], lo transformamos en el siguiente:

$$\zeta_{*1}^2 - 1 = \frac{2 \rho_*}{k+1}$$

$$\zeta_{*2}^2 - 1 = - (k-1) \frac{2 \rho_*}{(k+1)^2}$$

$$\zeta_{*3}^2 - 1 = + (k-1)^2 \frac{2 \rho_*}{(k+1)^3}$$

$$\zeta_{*4}^2 - 1 = - (k-1)^3 \frac{2 \rho_*}{(k+1)^4}$$

[229]

en el que vemos que, si, como normalmente ocurre, $k > 1$ (pues siempre la sección de la chimenea supera a la de la galería), las anteriores sobrepresiones relativas en el origen de la galería, tienen valores alternativamente positivos y negativos decrecientes en valor

absoluto. Por lo tanto, después de producida la sobrepresión máxima antes de terminar la primera fase, aparece un movimiento oscilatorio amortiguado en la galería, la cual sufrirá sobrepresiones y depresiones que irán decreciendo en valor absoluto hasta desaparecer.

Si $k < 1$, lo que no es corriente, todos los valores dados por las [229] serán positivos y decrecientes. En este caso se vuelve al régimen normal por valores asintóticamente decrecientes de la presión, y la galería no sufrirá depresiones durante el régimen variable. Y si $k = 1$, caso tampoco corriente, la serie de valores dados por las [229], se reduce a lo que sigue:

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{*1}^2 - 1 &= \rho_* \\ \zeta_{*2}^2 - 1 &= 0 \\ \zeta_{*3}^2 - 1 &= 0 \\ \dots\dots\dots \end{aligned} \right\} \quad [230]$$

donde se ve que queda restablecido el régimen permanente al principio de la segunda fase.

2) *Operación de cierre lenta y lineal.*—Siendo T el tiempo de la operación completa verificase en este caso que $T > \mu'$, y al tratarse de un cierre lineal, la expresión del grado de apertura del obturador será, según se desprende de la figura 37, la siguiente:

$$\eta_t = \frac{\sigma_t}{\sigma_0} = \frac{T-t}{T} = 1 - \frac{t}{T} \quad [231]$$

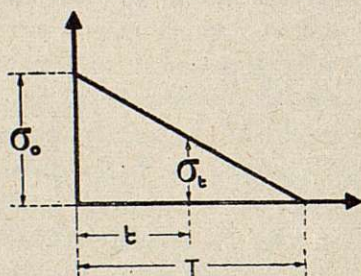


Fig. 37.

al final del instante t del período de régimen variable. Considerando además el tiempo relativo de cierre

$$\theta' = \frac{T}{\mu'}$$

el grado de apertura al final de la fase i de duración μ' será, teniendo en cuenta que $t_i = i \mu'$,

$$\eta_i = 1 - \frac{t_i}{T} = 1 - \frac{i \mu'}{T} = 1 - \frac{i}{\theta'} \quad [232]$$

En consecuencia, los grados de apertura del obturador al final de las fases 1.^a, 2.^a, 3.^a, ..., i .^a, serán, respectivamente,

$$\eta_1 = 1 - \frac{1}{\theta'}, \quad \eta_2 = 1 - \frac{2}{\theta'}, \quad \dots \quad \eta_i = 1 - \frac{i}{\theta'} \quad [233]$$

Si consideramos ahora las series [224] que a continuación repetimos:

$$\left. \begin{aligned} (k+1)(\zeta_{*1}^2 - 1) &= 2 \rho_* (1 - \eta_1 \zeta_{*1}) \\ (k-1)(\zeta_{*1}^2 - 1) + (k+1)(\zeta_{*2}^2 - 1) &= \\ &= 2 \rho_* (\eta_1 \zeta_{*1} - \eta_2 \zeta_{*2}) \\ \dots\dots\dots \\ (k-1)(\zeta_{*i-1}^2 - 1) + (k+1)(\zeta_{*i}^2 - 1) &= \\ &= 2 \rho_* (\eta_{i-1} \zeta_{*i-1} - \eta_i \zeta_{*i}) \\ (k-1)(\zeta_{*i}^2 - 1) + (k+1)(\zeta_{*i+1}^2 - 1) &= \\ &= 2 \rho_* (\eta_i \zeta_{*i} - \eta_{i+1} \zeta_{*i+1}) \end{aligned} \right\}$$

para calcular con las mismas la sobrepresión relativa (al pie de la chimenea) correspondiente al fin de la primera fase, la cual se denomina *golpe directo*, substituiremos en la primera el valor de η_1 dado en las [233] y nos resultará la ecuación,

$$(k+1)(\zeta_{*1}^2 - 1) = 2 \rho_* \left[1 - \left(1 - \frac{1}{\theta'} \right) \zeta_{*1} \right] \quad [234]$$

de la que se obtendrá el valor de ζ_{*1} y con éste la expresión siguiente del citado *golpe directo*:

$$B_1 = \frac{h_1 - h_0}{h_0} = \zeta_{*1}^2 - 1 \quad [235]$$

Ahora bien, es corriente en la práctica que las sobrepresiones sean inferiores al 25-30 % de h_0 , considerándose además inadmisibles aquéllas cuando alcanzan o superan el 50 % de dicha carga estática inicial. Por lo tanto, en el presente caso, resulta que

$$B_1 = \zeta_{*1}^2 - 1 < 0,50 \quad [236]$$

y al despejar ζ_{*1} en la [235] podemos hacer la simplificación siguiente:

$$\zeta_{*1} = \sqrt{1 + B_1} \approx 1 + \frac{B_1}{2} \quad [237]$$

Teniendo en cuenta esta última, podemos transformar la [234] en la siguiente,

$$(k+1)B_1 = 2\rho_* \left[1 - \left(1 - \frac{1}{\theta'} \right) \left(1 + \frac{B_1}{2} \right) \right] \quad [238]$$

en la que, operando como sigue,

$$(k+1)B_1 = 2\rho_* \left(\frac{1}{2\theta'} - \frac{1}{2} \right) B_1 + \frac{2\rho_*}{\theta'} \quad [239]$$

se reduce a la ecuación,

$$B_1 \left(k+1 + \rho_* - \frac{\rho_*}{\theta'} \right) = \frac{2\rho_*}{\theta'} \quad [240]$$

de la que resulta para el golpe directo la equivalencia:

$$B_1 = \frac{\frac{2\rho_*}{\theta'}}{k+1 + \rho_* - \frac{\rho_*}{\theta'}} \quad [241]$$

Más en la práctica θ' alcanza valores muy grandes, y, como la sección de la chimenea es por lo menos igual a la de la galería, el mínimo valor de k es la unidad. Por lo tanto, puede despreciarse $\frac{\rho_*}{\theta'}$ frente a los restantes términos del denominador en la anterior ecuación, y resulta para el golpe directo la expresión:

$$B_1 = \frac{h_1 - h_0}{h_0} = 2 \frac{\frac{\rho_*}{\theta'}}{k+1 + \rho_*} \quad [242]$$

En efecto, este tipo de chimenea sin conducción forzada, que estamos estudiando, se emplea en saltos comprendidos entre 10 y 35 m. y la longitud L' de aquéllas no superará en consecuencia, estos límites. Por otra parte, las celeridades a y a' en la galería y chimenea son de análogo orden de magnitud, pudiendo fijarse como ejemplo $a = a' = 1000$ m/s. Además, es normal que los reguladores de las turbinas actúen sobre el obturador en períodos comprendidos entre 2 y 6 segundos. Si suponemos, por lo tanto, el sistema caracterizado por:

$$\begin{aligned} h_0 &= 35 \text{ m.} \\ L' &= 35 \text{ m.} \\ T &= 2,50 \text{ segundos.} \\ a &= a' = 1000 \text{ m/s.} \\ k &= 1 \text{ (aunque siempre es mayor).} \end{aligned}$$

nos resultarán las siguientes características para una

velocidad (que es corriente en la práctica) $W_0 = 4$ m/s en la galería:

$$\mu' = \frac{2L'}{a'} = \frac{2 \times 35}{1000} = 0,070 \text{ segundos}$$

$$\theta' = \frac{T}{\mu'} = \frac{2,50}{0,070} = 35,71$$

$$\rho_* = \frac{aW_0}{2g h_0} = \frac{1000 \times 4}{2 \times 9,8 \times 35} = 5,83$$

$$\frac{\rho_*}{\theta'} = \frac{5,83}{35,71} = 0,16$$

Refiriéndonos ahora a los denominadores de las [241] y [242] respectivamente, tendremos los siguientes resultados:

$$k+1 + \rho_* - \frac{\rho_*}{\theta'} = 1 + 1 + 5,83 - 0,16 = 7,67$$

$$k+1 + \rho_* = 7,83$$

que nos darán para el golpe directo, los valores respectivos

$$B_1 = \frac{\frac{2\rho_*}{\theta'}}{k+1 + \rho_* - \frac{\rho_*}{\theta'}} = \frac{2 \times 0,16}{7,67} = 0,041$$

$$B_1 = 2 \frac{\frac{\rho_*}{\theta'}}{k+1 + \rho_*} = 2 \frac{0,16}{7,83} = 0,042$$

del examen de los cuales se deduce está justificada la simplificación introducida al deducir la ecuación [242] del golpe directo.

Calculado el golpe directo por la ecuación [242] y conocida en consecuencia ζ_{*1} , se substituye ésta en la segunda de las series concatenadas [224] en la que

además se hace $\eta_2 = 1 - \frac{2}{\theta'}$, con lo que se obtiene

ζ_{*2} , valor que substituido, a su vez, en la tercera ecuación,

en la que $\eta_3 = 1 - \frac{3}{\theta'}$, permite conocer ζ_{*3} , y

procediendo sucesivamente de tal forma se deducen ζ_{*4} , ζ_{*5} ... ζ_{*1} , con lo cual puede construirse la curva de variación de cargas al pie de la chimenea durante el período de régimen variable. Puede comprobarse por

este medio, y Allievi lo demuestra en su obra original que las presiones relativas $\zeta_{*1}^2, \zeta_{*2}^2, \dots, \zeta_{*i}^2$ tienden hacia un valor límite ζ_{*m}^2 sea por valores crecientes o por valores alternativamente mayores y menores que el mismo.

Para calcular dicho valor límite ζ_{*m}^2 haremos en la última de las ecuaciones concatenadas [224],

$$\zeta_{*i} \cong \zeta_{*i+1} \cong \zeta_{*m}$$

con lo que obtendremos:

$$2k(\zeta_{*m}^2 - 1) = 2\rho_* \zeta_{*m}(\eta_i - \eta_{i+1}) \quad [243]$$

y teniendo en cuenta que

$$\eta_i - \eta_{i+1} = 1 - \frac{i}{\theta'} - \left(1 - \frac{i+1}{\theta'}\right) = \frac{1}{\theta'}$$

la anterior ecuación [243] se transformará en la siguiente:

$$k(\zeta_{*m}^2 - 1) = \frac{\rho_*}{\theta'} \zeta_{*m} \quad [244]$$

Ahora bien, la sobrepresión límite relativa, denominada *golpe límite*, tiene por expresión:

$$B_m = \frac{h_m - h_0}{h_0} = \zeta_{*m}^2 - 1 \quad [245]$$

y por las razones aducidas al estudiar el golpe directo, siempre podemos considerar que

$$B_m = \zeta_{*m}^2 - 1 < 0,50$$

por lo cual será lícita la siguiente reducción:

$$\zeta_{*m} \sqrt{1 + B_m} = 1 + \frac{B_m}{2} \quad [246]$$

Por lo tanto, al tener en cuenta esta última equivalencia, la ecuación [244] toma la forma siguiente:

$$kB_m = \frac{\rho_*}{\theta'} \left(1 + \frac{B_m}{2}\right) \quad [247]$$

que, transformada como a continuación se indica,

$$B_m \left(k - \frac{\rho_*}{2\theta'}\right) = \frac{\rho_*}{\theta'} \quad [248]$$

nos lleva a la siguiente expresión del *golpe límite*:

$$B_m = \frac{\frac{\rho_*}{\theta'}}{k - \frac{\rho_*}{\theta'}} \quad [249]$$

Sin embargo, como θ' alcanza siempre valores muy grandes, y, además el valor de k es siempre superior a la unidad, puede despreciarse en el denominador de la expresión anterior $\frac{\rho_*}{2\theta'}$ frente a k , y quedará como expresión definitiva del *golpe límite*,

$$B_m = \frac{h_m - h_0}{h_0} = \frac{\frac{\rho_*}{\theta'}}{k} \quad [250]$$

Puede ilustrarnos sobre esta simplificación el mismo ejemplo empleado en el caso del golpe directo, pues en aquél se tienen los siguientes valores:

$$k = 1 \quad ; \quad \frac{\rho_*}{\theta'} = 0,16$$

y, por tanto, el golpe límite calculado respectivamente con las fórmulas [249] y [250] da los siguientes resultados:

$$B_m = \frac{0,16}{1 - 0,08} = 0,173$$

$$B_m = \frac{0,16}{1} = 0,160$$

los cuales justifican la simplificación en cuestión, máxime si se tiene en cuenta que, al ser siempre k mayor que la unidad los resultados anteriores se diferenciarán mucho menos.

Resumiendo cuanto acaba de deducirse, podemos afirmar que en cierres lineales de duración T , hay al final de la primera fase de duración μ' una sobrepresión relativa al pie de la chimenea, que denominada *golpe directo* vale:

$$B_1 = \frac{h_1 - h_0}{h_0} = 2 \frac{\frac{\rho_*}{\theta'}}{k + 1 + \rho_*} \quad [251]$$

Asimismo, se demostró que las sobrepresiones relativas tienden durante el régimen variable hacia un límite único, que denominado *golpe límite*, se expresa por la ecuación:

$$B_m = \frac{h_m - h_0}{h_0} = \frac{\frac{\rho_*}{\theta'}}{k} \quad [252]$$

Interesa muchas veces el cálculo de la presión máxima relativa ζ_{*max}^2 en un cierre lineal, al pie de la chimenea de equilibrio. En tal caso (como al principio del presente estudio ya se indicó), es suficiente en la práctica al determinar los golpes directos B_1 y límite B_m por las fórmulas [251] y [252] respectivamente, tomando el mayor de ellos como B_{max} , lo que tiene suficiente exactitud.

Estudiado el golpe de ariete en galerías de presión dotadas de chimeneas de equilibrio junto a los órganos de obturación, impónese antes de continuar este estudio la siguiente aclaración importante:

Aun cuando en los cálculos que preceden se definieron h_1 y h_0 como las presiones ante el obturador O (figura 36), rigurosamente hablando, dichas presiones son las correspondientes al pie de la chimenea de equilibrio en el punto M en que se sitúa el obturador ficticio, lo cual además puede observarse al seguir el proceso que nos ha permitido obtener las series concatenadas de Allievi [224]. El haber definido de tal forma las citadas magnitudes h_1 y h_0 es lícito en el caso estudiado, ya que por estar los órganos de obturación inmediatos a la chimenea de equilibrio, las indicadas presiones son sensiblemente iguales a las de la base M de este dispositivo protector.

Es interesante también indicar, que, si bien, cuando la chimenea es vertical, la magnitud L' coincide con la presión estática inicial en el pie M de aquella, esto no será cierto en el caso en que la cámara sea inclinada, pues entonces dicha presión inicial se medirá por el desnivel existente entre la lámina superior de la citada cámara y el pie M de la misma, mientras que L' impropriadamente llamada «altura de la chimenea», es la longitud de ésta medida a lo largo de su eje.

Para aclarar ideas vamos a suponer una chimenea vertical situada junto a los órganos de obturación, siendo las características del sistema galería-chimenea las siguientes:

Longitud de la chimenea	$L' = 20,50$ m.
Longitud de la galería	$L = 660,00$ m.
Presión inicial al pie de la chimenea ...	$h_0 = 20,50$ m.
Sección de la chimenea	$F = 95,00$ m ² .
Sección de la galería	$f = 6,15$ m ² .
Velocidad inicial en galería	$W_0 = 3,25$ m/s.
Espesor de la galería	$e = 0,50$ m.
Espesor de la chimenea	$e' = 0,30$ m.
Diámetro de la galería	$d = 2,80$ m.
Diámetro de la chimenea	$D = 11,00$ m.

La aplicación de la ecuación [43] dando a k el valor 5 correspondiente al hormigón (se supone galería y chimenea de este material) nos da para las celeridades a y a' de las ondas en la galería y chimenea respectivamente, los valores:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 5 \times \frac{2,80}{0,30}}} = 1016,42 \text{ m/s.}$$

$$a' = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 5 \times \frac{11}{0,50}}} = 792 \text{ m/s.}$$

con los cuales y los datos anteriores obtenemos las características siguientes:

$$\rho_* = \frac{a W_0}{2 g h_0} = \frac{1016,42 \times 3,25}{2 \times 9,8 \times 20,50} = 8,20$$

$$k = \frac{a F}{a' f} = \frac{1016,42 \times 95}{792 \times 6,15} = 19,80 \text{ (Parámetro)}$$

Obtenidos los datos anteriores vamos a considerar respectivamente:

1) *Cierre brusco.*—En este caso, si no existiera chimenea de equilibrio, la sobrepresión relativa en el origen M de la galería (fig. 36) sería, según la [75],

$$\zeta_{*1}^2 - 1 = \frac{h_1 - h_0}{h_0} = 2 \rho_*$$

es decir,

$$\frac{h_1 - h_0}{h_0} = \frac{h_1 - 20,50}{20,50} = 2 \times 8,20 = 16,40$$

resultando en consecuencia para la presión h_1 en el origen M de la galería el valor:

$$h_1 = 20,50 + 20,50 \times 16,40 = 352,60 \text{ m.}$$

En cambio, la presión de régimen variable producida en M , origen de la galería y pie de la chimenea, cuando existe este elemento de protección, se deduce de la primera de las ecuaciones [229]:

$$\zeta_{*1}^2 - 1 = \frac{h_1 - h_0}{h_0} = \frac{2 \rho_*}{k + 1}$$

en la que aplicados los datos anteriores nos da:

$$\frac{h_1 - 20,50}{20,50} = \frac{2 \times 8,20}{19,80 + 1} = 0,80$$

de donde obtenemos para la presión por golpe de ariete en M el valor:

$$h_1 = 20,50 + 20,50 \times 0,8 = 36,90 \text{ m.}$$

2) *Cierre lineal en tres segundos.*—En este caso la duración de la fase del golpe de ariete en la chimenea vale:

$$\mu' = \frac{2L'}{a'} = \frac{2 \times 20,50}{792} = 0,050 \text{ segundos}$$

y el tiempo relativo de cierre

$$\theta' = \frac{T}{\mu'} = \frac{3}{0,050} = 6$$

El golpe directo al pie M de la chimenea (fig. 36) se deduce de la fórmula [251] en la que substituyendo los datos obtenidos resulta:

$$B_1 = \frac{h_1 - h_0}{h_0} = 2 \times \frac{8,20}{19,80 + 1 + 8,20} = 0,094$$

$$h_1 = h_0 + 0,094 \cdot h_0 = 22,43 \text{ m.}$$

Por lo que se refiere al golpe límite, deducimos de la fórmula [252] lo que sigue:

$$B_m = \frac{h_m - h_0}{h_0} = \frac{6}{19,80} = 0,07$$

$$h_m = h_0 + 0,07 \cdot h_0 = 21,94 \text{ m.}$$

Y, según lo indicado en el estudio precedente, podemos tomar como presión máxima de golpe de ariete al pie M de la chimenea el valor:

$$h_{\max} = 22,43 \text{ m.}$$

Y como sobrepresión máxima:

$$h_{\max} - h_0 = 1,93 \text{ m.}$$

B) ESTUDIO DEL GOLPE DE ARIETE EN UN SISTEMA GALERÍA-CONDUCCIÓN FORZADA DOTADO DE CHIMENEA DE EQUILIBRIO SITUADA EN LO ALTO DE LA CONDUCCIÓN, ENTRE ÉSTA Y LA GALERÍA.

Este caso, que se presenta en los saltos de altura, es más complejo que el anteriormente estudiado, pues por no estar el obturador situado junto a la chimenea de equilibrio, se impone considerar en el mismo un nuevo elemento que entra en juego: tal es la conducción forzada cuyos fenómenos oscilatorios de régimen variable influyen también en las sobrecargas producidas en la base de la chimenea.

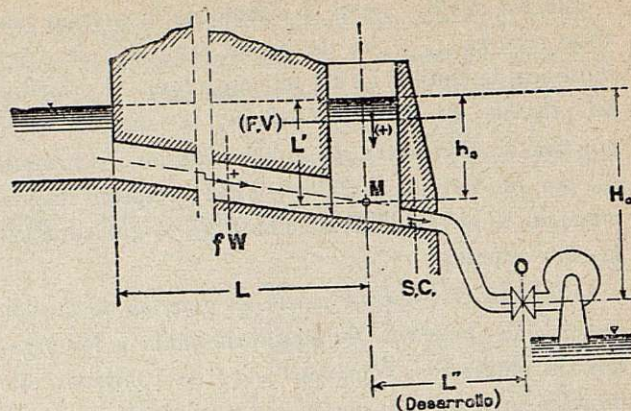


Fig. 38.

Refiriéndonos a la figura 38, a continuación indicamos las características que intervienen en el presente estudio, las cuales son:

- a Velocidad de propagación de las ondas de la galería.
- a' Velocidad de propagación de las ondas en la chimenea de equilibrio.
- a'' Velocidad de propagación de las ondas en la conducción forzada.
- $\mu = \frac{2L}{a}$ Duración de la fase del golpe de ariete en la galería de presión.
- $\mu' = \frac{2L'}{a'}$ Duración de la fase del golpe de ariete en la chimenea de equilibrio.
- $\mu'' = \frac{2L''}{a''}$ Duración de la fase del golpe de ariete en la conducción forzada.
- W_0 Velocidad inicial en la galería, correspondiente al régimen permanente.
- W_i Velocidad en la galería al final de la fase i de duración μ' , en régimen variable. (Para $i = 0$ se tiene $W_i = W_0$.)
- V_1 Velocidad en la chimenea de equilibrio al final de la fase i de duración μ' , en régimen variable. (Para $i = 0$ se tiene $V_{i=0} = 0$, puesto que en régimen permanente no existe circulación en la chimenea.)
- V_0 Velocidad que correspondería en la chimenea para el caudal Q_0 de régimen permanente. (No tiene nada que ver con la velocidad inicial $V_{i=0} = 0$ de régimen variable; se trata simplemente de la relación $\frac{Q_0}{F}$ que emplearemos en las fórmulas que siguen.)

- C. Velocidad en la conducción forzada correspondiente al régimen permanente inicial, es decir que

$$C_0 = \frac{Q_0}{S}$$

- C_i Velocidad en la conducción forzada al final de la fase *i* de duración μ' , en régimen variable. Para *i* = 0 se tiene $C_i = C_0$.)

- h₀ Presión al pie *M* de la chimenea de equilibrio, en el régimen permanente.

- h_i Presión al pie *M* de la chimenea de equilibrio, al final de la fase *i* de duración μ' , en régimen variable.

- H₀ Presión ante el obturador *O*, en el régimen permanente.

- H_i Presión ante el obturador *O* al final de la fase *i* de duración μ' , en régimen variable.

- $\zeta_{*1}^2 = \frac{h_i}{h_0}$ Presión relativa al pie *M* de la chimenea de equilibrio al final de la fase *i* de duración μ' , en régimen variable.

- $Z_{*1}^2 = \frac{H_i}{H_0}$ Presión relativa frente al obturador *O* al final de la fase *i* de duración μ' , en régimen variable.

- $\rho_* = \frac{a W_0}{2 g h_0}$ Característica de la galería de presión.

- $\rho_*' = \frac{a' V_0}{2 g h_0}$ Característica de la chimenea de equilibrio.

- $\rho_*'' = \frac{a'' C_0}{2 g h_0}$ Característica de la conducción forzada, referida a la base de la chimenea.

- $\rho_{*H}'' = \frac{a'' C_0}{2 g H_0}$ Característica de la conducción forzada referida al obturador *O*.

$$k = \frac{\rho_*}{\rho_*'} = \frac{a W_0}{a' V_0} = \frac{a F}{a' f} \quad \text{Parámetro.}$$

$$k'' = \frac{\rho_*}{\rho_*''} = \frac{a W_0}{a'' C_0} = \frac{a S}{a'' f} \quad \text{Parámetro.}$$

- σ_1 Sección de paso del obturador *O* al final de la fase *i* de duración μ' , en régimen variable.

- σ_0 Sección de paso del obturador, correspondiente a su máxima apertura.

- $\eta_1 = \frac{\sigma_1}{\sigma_0}$ Grado de apertura del obturador al final de la fase *i* de duración μ' , en régimen variable.

Como en el caso anterior (elemento protector de la conducción junto a los órganos obturadores), puede ahora también afirmarse que la instalación de una chimenea de equilibrio presupone una longitud *L* muy grande de galería, tal que,

$$T < \frac{2L}{a} = \mu$$

siendo *T* el tiempo que dura una operación de cierre o apertura. Asimismo, como también en este caso la longitud *L'* de la chimenea es muy pequeña respecto a *L*, se verificará, en general,

$$T > \frac{2L'}{a'} = \mu'$$

pues las celeridades *a* y *a'* suelen ser de análogo orden de magnitud. En consecuencia, si bien el tiempo *T* es corto respecto al período de las ondas en la galería, dicho tiempo es, en general, largo con relación al período de las ondas en la chimenea de equilibrio, por lo cual, en los rozamientos que siguen, podremos admitir que la onda propagada en la galería de presión no retrocede a tiempo una vez reflejada en el embalse, para influir en el valor de las cargas que se suceden en la base *M* de la chimenea piezométrica durante el tiempo *T* que dura la operación de cierre o apertura del obturador.

Además, según ya sabemos, las ondas de golpe de ariete son de período muy corto y se amortiguan en segundos, por lo que podemos considerar sin gran error que mientras dura el citado fenómeno de golpe de ariete, el nivel del agua en la chimenea de equilibrio permanece constante, ya que las oscilaciones en masa, cuyo período es muy superior (de varios minutos ordinariamente), aún no habrán aparecido al amortiguarse aquél.

Puede, por lo tanto, asimilarse la chimenea a una conducción, que, comunicando por su parte superior con un ensanchamiento o depósito de nivel constante (superficie de reflexión total), tiene en su base un obturador ficticio *M*, que regula el caudal circulante por la misma según una ley definida que más adelante deducimos. Por consiguiente, podemos calcular las presiones de régimen variable en la base de la chimenea de equilibrio, por medio de las series concatenadas de Allievi [63] que en este caso toman la forma siguiente, de acuerdo con las características enunciadas más arriba:

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{*1}^2 - 1 &= 2 \rho_*' \left(\frac{V_{i=0}}{V_0} - \frac{V_1}{V_0} \right) = -2 \rho_*' \frac{V_1}{V_0} \\ \zeta_{*1}^2 + \zeta_{*2}^2 - 2 &= 2 \rho_*' \left(\frac{V_1}{V_0} - \frac{V_2}{V_0} \right) \\ \zeta_{*1}^2 + \zeta_{*i+1}^2 - 2 &= 2 \rho_*' \left(\frac{V_i}{V_0} - \frac{V_{i+1}}{V_0} \right) \end{aligned} \right\} [253]$$

El anterior sistema nos permite determinar las presiones relativas $\zeta_{x_1}^2, \zeta_{x_2}^2, \dots, \zeta_{x_i}^2$ al pie M de la chimenea de equilibrio (obturador ficticio), previo conocimiento de las relaciones $\frac{V_1}{V_0}$, que a su vez las de-

deduciremos aplicando la ecuación de continuidad al punto M de confluencia de la galería de presión, la chimenea de equilibrio y la tubería forzada.

Es evidente que en un instante dado, tanto en régimen permanente como en régimen variable, la aportación de la galería se distribuye entre la chimenea de equilibrio y la tubería forzada. Por lo tanto, con los signos adoptados que se indican en la figura 38, podemos expresar

$$fW_1 = -fV_1 + SC_1, \quad [254]$$

para el final de la fase i de duración μ' . Asimismo, en régimen permanente se verifica,

$$Q_0 = fW_0 = SC_0 = fV_0, \quad [255]$$

siendo evidente la siguiente transformación:

$$SC_1 = SC_0 \frac{C_1}{C_0} = fV_0 \frac{C_1}{C_0} \quad [256]$$

Substituyendo esta última en la [254] resulta,

$$fW_1 = -fV_1 + fV_0 \frac{C_1}{C_0} \quad [257]$$

y como la [255] nos expresa que $fW_0 = fV_0$, dividiendo la [257] por ésta se tiene la expresión

$$\frac{W_1}{W_0} = -\frac{V_1}{V_0} + \frac{C_1}{C_0} \quad [258]$$

que viene a representar otra forma de la ecuación de continuidad.

De la última equivalencia fundamental se deduce

para las relaciones $\frac{V_1}{V_0}$ que buscamos, la ecuación,

$$\frac{V_1}{V_0} = -\frac{W_1}{W_0} + \frac{C_1}{C_0} \quad [259]$$

la cual exige, a su vez, el conocimiento de $\frac{W_1}{W_0}$ y

de $\frac{C_1}{C_0}$.

Para calcular las relaciones $\frac{W_1}{W_0}$ consideraremos

la galería de presión como una tubería que partiendo del embalse (superficie de reflexión total) tiene en su extremo el obturador ficticio M que regula el caudal circulante por la misma. Aplicando, pues, a este sistema las ecuaciones [48] de Allievi y llamando δ_i la sobrepresión en el obturador M (base de la chimenea) al final de la fase i de duración μ' resulta:

$$\left. \begin{aligned} \delta_i &= F(i\mu') - F(i\mu' - \mu) \\ W_1 &= W_0 - \frac{g}{a} \left[F(i\mu') + F(i\mu' - \mu) \right] \end{aligned} \right\} \quad [260]$$

Ahora bien, para una operación que dure T segundos, se tiene, según las hipótesis más arriba citadas,

$$\mu' < T < \mu$$

y pudiendo además expresarse que

$$T = t_1 + i\mu'$$

tendremos,

$$t_1 + i\mu' < \mu$$

y, por lo tanto,

$$i\mu' < \mu. \quad [261]$$

Esta última nos comprueba que al ser $F(i\mu' - \mu)$ nula por tener su argumento negativo, las ecuaciones [260] tomarán la forma

$$\left. \begin{aligned} \delta_i &= F(i\mu') \\ W_1 &= W_0 - \frac{g}{a} F(i\mu') \end{aligned} \right\} \quad [262]$$

y como δ_i es la sobrepresión en M al final de la fase i de duración μ' , su valor ha de ser análogo al deducido para el mismo instante en dicho punto, al aplicar las ecuaciones de Allievi [253] a la chimenea de equilibrio; pues es evidente (ecuación de continuidad de las presiones) que, en un punto dado y en cierto instante, la presión no puede tener más que un valor. Según esto, al hacer en las últimas ecuaciones $\delta_i = h_i - h_0$ se tiene

$$\left. \begin{aligned} h_i - h_0 &= F(i\mu') \\ W_1 &= W_0 - \frac{g}{a} F(i\mu') \end{aligned} \right\} \quad [263]$$

resultando de este sistema la relación,

$$W_1 = W_0 - \frac{g}{a} F(h_i - h_0) \quad [264]$$

y de ésta la siguiente,

$$\frac{W_1}{W_0} = 1 - \frac{g}{a W_0} (h_i - h_0) \quad [265]$$

que podemos transformar como a continuación se indica,

$$\frac{W_i}{W_o} = 1 - \frac{1}{2} \frac{2g h_o}{a W_o} \left(\frac{h_i}{h_o} - 1 \right) \quad [266]$$

y teniendo en cuenta el significado de ρ_* y ζ_{*i} nos lleva a la siguiente expresión de los valores $\frac{W_i}{W_o}$ que buscamos,

$$\frac{W_i}{W_o} = 1 - \frac{1}{2 \rho_*} \left(\zeta_{*i}^2 - 1 \right) \quad [267]$$

que substituída en la ecuación de continuidad [259] nos lleva a la siguiente,

$$\frac{V_i}{V_o} = \frac{1}{2 \rho_*} \left(\zeta_{*i}^2 - 1 \right) - 1 + \frac{C_i}{C_o} \quad [268]$$

en la que precisamos deducir la relaciones $\frac{C_i}{C_o}$ para

llegar al conocimiento de las $\frac{V_i}{V_o}$ que buscamos.

La determinación de las relaciones $\frac{C_i}{C_o}$ exige entre en juego la consideración de las presiones de régimen variable en la tubería forzada, analizando los fenómenos ondulatorios que se producen en la misma, entre la base M de la chimenea y el obturador O , al efectuarse en éste una operación de cierre o apertura.

La teoría de Allievi ha demostrado que en un punto cualquiera de una conducción, la sobrepresión de régimen variable es constantemente igual a la suma algébrica de dos sobrecargas móviles que se desplazan en sentido contrario sin perturbarse (con celeridades del mismo valor absoluto); una de ellas, la denominada *onda directa*, y la otra, *onda reflejada*.

Fundándonos en lo que antecede, vamos a analizar los fenómenos de golpe de ariete en la conducción compleja de la figura 38, que constituida por la galería, la chimenea y la tubería forzada que desembocan en M , sufrirá una serie de oscilaciones de régimen variable cuando se efectúen en el obturador O cierres o aperturas.

Extendiendo la teoría de Allievi a la conducción compleja citada de la figura 38, podemos admitir que en cada punto de la misma la presión de régimen varia-

ble es la resultante de una superposición de ondas incidentes y reflejadas.

Ahora bien, si, como consecuencia de una operación en el obturador O , parte de éste una onda en dirección de la base de la chimenea, dicha onda no será más que parcialmente reflejada en M , donde, al ser la presión variable, no existe una superficie de reflexión total. Una fracción de la onda incidente se bifurcará en M , descomponiéndose en otras dos, que avanzarán respectivamente por la galería de presión y la chimenea de equilibrio.

En la superficie del embalse, aguas arriba de la galería, habrá, en cambio, reflexión total, y lo mismo ocurrirá en la superficie libre de la chimenea de equilibrio.

En cuanto a la onda que se refleja en lo alto de la chimenea, avanza hacia M , donde, a su vez, es reflejada parcialmente hacia el nivel superior, mientras que otra fracción de la misma se bifurca, subdividiéndose en otras dos, que respectivamente se desplazan por la galería de presión y la tubería forzada. Lo mismo podemos decir de la onda reflejada totalmente en la superficie del embalse: avanzará hacia M , donde será parcialmente reflejada; retrocederá una fracción de la misma hacia dicho embalse, y se bifurcará la otra por la chimenea de equilibrio y la tubería forzada.

En resumen, acabamos de ver que la onda primitivamente originada en el obturador O , sufre múltiples reflexiones en el sistema, engendrando una serie de oscilaciones de régimen variable, tanto en la tubería forzada como en la chimenea de equilibrio y en la galería de presión.

Si, por lo tanto, en un instante t se mide la sobrepresión correspondiente a un punto de abscisa x de la tubería situada entre O y M , dicha sobrepresión será la resultante de la onda que asciende de O hacia M , y de todas las reflejadas en M y en las superficies de la chimenea y del embalse, que, después de haber oscilado en la galería y chimenea, pasan en dicho instante t por el punto de abscisa x en cuestión. Asimismo, la sobrepresión en M será, después de lo que antecede, función, a la vez, de las oscilaciones en la galería y chimenea y de las maniobras efectuadas en el obturador.

Después de la interpretación física del fenómeno en la conducción compleja de la figura 38, abordaremos

analíticamente el problema de determinar la relaciones $\frac{C_1}{C_0}$, combinando las ecuaciones de Allievi con las dos hipótesis siguientes (relativas al punto M), cuya legitimidad es innegable:

a) La ecuación de continuidad de las masas de agua se verifica en el punto M .

b) La presión en el punto M calculada separadamente en la tubería forzada, en la chimenea de equilibrio y en la galería de presión, por medio de las ecuaciones de Allievi, debe ser la misma para las tres conducciones. Llámase a esta conducción ecuación de continuidad de las presiones.

Aplicando las ecuaciones de Allievi a la tubería forzada para calcular la sobrepresión M al final de la fase i de duración μ' , dicha sobrepresión tendrá el mismo valor $h_1 - h_0$ (ecuación de continuidad de las presiones) que se dedujo al considerar M como parte integrante de la chimenea de equilibrio. Podrá, por lo tanto, expresarse con la ecuación siguiente:

$$h_1 - h_0 = \Phi_1 + \Phi'_1 \quad [269]$$

en la cual Φ_1 es la onda que, procedente del obturador O y luego de haber ascendido por la tubería con celeridad a'' , pasa por M en el instante i ; asimismo Φ'_1 es una onda que en el mismo instante i nace en el punto M y se dirige hacia O como consecuencia de las reflexiones parciales que en aquel punto M se originan.

Al desarrollar la teoría de Allievi se demostró (véanse fórmulas [41] y [42] con sus comentarios) que las ondas propagadas por la tubería con celeridad a'' conservan valor constante en su recorrido. En consecuencia, si una onda parte del obturador en el instante $t = i\mu'$ llegará al pie de la chimenea en el tiempo

$t' = i\mu' + \frac{\mu''}{2}$ y podremos establecer la siguiente equivalencia:

$$\Phi_{*i} = \Phi_{i + \frac{\mu''}{2\mu'}} \quad [270]$$

en la cual Φ_{*i} es la onda en el instante en que parte de O , y $\Phi_{i + \frac{\mu''}{2\mu'}}$ la misma onda al llegar a M .

En los cálculos que siguen haremos la hipótesis de que la longitud L'' de la tubería forzada es muy grande respecto a la L' de la chimenea de equilibrio, lo

cual implica que la duración μ'' de la fase en aquella es muy superior a la duración μ' de la fase en ésta, siendo en realidad la relación

$$n = \frac{\mu''}{\mu'} \quad [271]$$

muy grande.

Si consideramos la primera fase μ'' de la tubería forzada y, comprendidos en ella, los instantes

$$t = 0, \mu', 2\mu', \dots, n\mu' = \mu''$$

que corresponden al final de las fases de duración μ' ,

$$i = 0, 1, 2, \dots, n$$

de la expresión [270] y teniendo en cuenta la [271], deducimos la serie de equivalencias,

$$\left. \begin{aligned} \Phi_{*0} &= \Phi_{\frac{n}{2}} \\ \Phi_{*1} &= \Phi_{\frac{n}{2} + 1} \\ \dots \\ \Phi_{*n} &= \Phi_{\frac{n}{2} + n} \end{aligned} \right\} \quad [272]$$

en las cuales los primeros miembros son las ondas en los instantes en que parten del obturador, y los segundos, las mismas ondas a su paso por M .

Introduciendo ahora el concepto de *carga específica*, que relativamente al obturador y al pie M de la chimenea tiene los valores respectivos siguientes,

$$\left. \begin{aligned} \psi_{*i} &= \frac{\Phi_{*i}}{H_0} \\ \psi_{*i} &= \frac{\Phi_v}{h_0} \end{aligned} \right\} \quad [273]$$

la serie de equivalencia [272] tomará la forma que a continuación se indica:

$$\left. \begin{aligned} H_0 \psi_{*0} &= h_0 \psi_{\frac{n}{2}} \\ H_0 \psi_{*1} &= h_0 \psi_{\frac{n}{2} + 1} \\ \dots \\ H_0 \psi_{*n} &= h_0 \psi_{\frac{n}{2} + n} \end{aligned} \right\} \quad [274]$$

Pasando ahora a la [269], si en la misma tenemos en cuenta la segunda de las [273], tomará la forma

$$h_i - h_0 = h_0 \psi_i + h_0 \psi'_i \quad [275]$$

Y dividiendo los dos miembros por h_0 , resulta para

la presión relativa al final de la fase i de duración μ' , en el pie M de la chimenea, el valor:

$$\zeta_{*i}^2 - 1 = \psi_i + \psi'_i \quad [276]$$

Análogamente al criterio seguido para determinar $h_1 - h_0$ por la fórmula [269], la generalización de las ecuaciones [40] de Allievi a la conducción compleja que estudiamos, nos permite establecer la ecuación

$$C_i = C_0 - \frac{g}{a''} [\Phi_i - \Phi'_i] \quad [277]$$

que nos da la velocidad C_i en la tubería forzada al final de la fase i de duración μ' , en función de las mismas cargas Φ_i y Φ'_i de la [269].

Teniendo ahora en cuenta las cargas específicas ψ_i y ψ'_i , la [277] se transforma en la siguiente:

$$C_i = C_0 - \frac{gh_0}{a''} [\psi_i - \psi'_i] \quad [278]$$

de la que se deduce

$$\frac{C_i}{C_0} = 1 - \frac{gh_0}{a'' C_0} [\psi_i - \psi'_i] \quad [279]$$

o, lo que es lo mismo,

$$\frac{C_i}{C_0} = 1 - \frac{1}{2} \frac{2gh_0}{a'' C_0} [\psi_i - \psi'_i] \quad [280]$$

y teniendo en cuenta el significado de la magnitud ρ''_* resulta en definitiva,

$$\frac{C_i}{C_0} = 1 - \frac{1}{2\rho''_*} [\psi_i - \psi'_i] \quad [281]$$

como expresión de las relaciones $\frac{C_i}{C_0}$ que buscábamos.

Substituyendo ahora el valor citado $\frac{C_i}{C_0}$ dado por la [281] en la ecuación de continuidad [268], ésta tomará la forma definitiva:

$$\frac{V_i}{V_0} = \frac{1}{2\rho_*} (\zeta_{*i}^2 - 1) - \frac{1}{2\rho''_*} (\psi_i - \psi'_i) \quad [282]$$

Deducidas ya las relaciones $\frac{V_i}{V_0}$, las substituiremos en las series concatenadas de Allievi [253], que tomarán la siguiente forma:

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{*1}^2 - 1 &= -2\rho'_* \left[\frac{1}{2\rho_*} (\zeta_{*1}^2 - 1) - \frac{1}{2\rho''_*} (\psi_1 - \psi'_1) \right] \\ \zeta_{*2}^2 + \zeta_{*1}^2 - 2 &= \rho'_* \left[\frac{1}{2\rho_*} (\zeta_{*1}^2 - 1) - \frac{1}{2\rho''_*} (\psi_1 - \psi'_1) - \frac{1}{2\rho_*} (\zeta_{*2}^2 - 1) + \frac{1}{2\rho''_*} (\psi_2 - \psi'_2) \right] \end{aligned} \right\} \quad [283]$$

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{*i-1}^2 + \zeta_{*i}^2 - 2 &= 2\rho'_* \left[\frac{1}{2\rho_*} (\zeta_{*i-1}^2 - 1) - \frac{1}{2\rho''_*} (\psi_{i-1} - \psi'_{i-1}) - \frac{1}{2\rho_*} (\zeta_{*i}^2 - 1) + \frac{1}{2\rho''_*} (\psi_i - \psi'_i) \right] \end{aligned} \right\}$$

que también es susceptible de transformarse como a continuación se indica:

$$\left. \begin{aligned} (\zeta_{*1}^2 - 1) \left(1 + \frac{\rho'_*}{\rho_*} \right) &= \frac{\rho'_*}{\rho''_*} (\psi_1 - \psi'_1) \\ (\zeta_{*1}^2 - 1) \left(1 - \frac{\rho'_*}{\rho_*} \right) + (\zeta_{*2}^2 - 1) \left(1 + \frac{\rho'_*}{\rho_*} \right) &= \frac{\rho'_*}{\rho''_*} (\psi_2 - \psi'_2) - \frac{\rho'_*}{\rho''_*} (\psi_1 - \psi'_1) \\ (\zeta_{*i-1}^2 - 1) \left(1 - \frac{\rho'_*}{\rho_*} \right) + (\zeta_{*i}^2 - 1) \left(1 + \frac{\rho'_*}{\rho_*} \right) &= \frac{\rho'_*}{\rho''_*} (\psi_i - \psi'_i) - \frac{\rho'_*}{\rho''_*} (\psi_{i-1} - \psi'_{i-1}) \end{aligned} \right\} \quad [284]$$

Ahora bien, según la [276], es lícito establecer las siguientes igualdades:

$$\left. \begin{aligned} -\frac{\rho'_*}{\rho''_*} (\zeta_{*i-1}^2 - 1) &= -\frac{\rho'_*}{\rho''_*} (\psi_{i-1} + \psi'_{i-1}) \\ +\frac{\rho'_*}{\rho''_*} (\zeta_{*i}^2 - 1) &= +\frac{\rho'_*}{\rho''_*} (\psi_i + \psi'_i) \end{aligned} \right\} \quad [285]$$

Estas últimas, sumadas miembro a miembro (para los diferentes valores de i) a las [284] nos dan el sistema

$$\left. \begin{aligned}
 (\zeta_{*1}^2 - 1) \left(1 + \frac{\rho'_*}{\rho_*} + \frac{\rho''_*}{\rho''_*} \right) &= 2 \frac{\rho'_*}{\rho''_*} \psi_1 \\
 (\zeta_{*1}^2 - 1) \left(1 - \frac{\rho'_*}{\rho_*} - \frac{\rho''_*}{\rho''_*} \right) + (\zeta_{*2}^2 - 1) \\
 \left(1 + \frac{\rho'_*}{\rho_*} + \frac{\rho''_*}{\rho''_*} \right) &= 2 \frac{\rho'_*}{\rho''_*} (\psi_2 - \psi_1) \\
 \dots\dots\dots [286] \\
 (\zeta_{*i-1}^2 - 1) \left(1 - \frac{\rho'_*}{\rho_*} - \frac{\rho''_*}{\rho''_*} \right) + \\
 + (\zeta_{*i}^2 - 1) \left(1 + \frac{\rho'_*}{\rho_*} + \frac{\rho''_*}{\rho''_*} \right) &= \\
 = 2 \frac{\rho'_*}{\rho''_*} (\psi_i - \psi_{i-1})
 \end{aligned} \right\}$$

que multiplicado por ρ_* y dividido por ρ'_* se transforma en el siguiente:

$$\left. \begin{aligned}
 (\zeta_{*1}^2 - 1) \left(\frac{\rho_*}{\rho'_*} + 1 + \frac{\rho''_*}{\rho''_*} \right) &= 2 \frac{\rho_*}{\rho''_*} \psi_1 \\
 (\zeta_{*1}^2 - 1) \left(\frac{\rho_*}{\rho'_*} - 1 - \frac{\rho''_*}{\rho''_*} \right) + \\
 + (\zeta_{*2}^2 - 1) \left(\frac{\rho_*}{\rho'_*} + 1 + \frac{\rho''_*}{\rho''_*} \right) &= \\
 = 2 \frac{\rho_*}{\rho''_*} (\psi_2 - \psi_1) \\
 \dots\dots\dots [287] \\
 (\zeta_{*i-1}^2 - 1) \left(\frac{\rho_*}{\rho'_*} - 1 - \frac{\rho''_*}{\rho''_*} \right) + \\
 + (\zeta_{*i}^2 - 1) \left(\frac{\rho_*}{\rho'_*} + 1 + \frac{\rho''_*}{\rho''_*} \right) &= \\
 = 2 \frac{\rho_*}{\rho''_*} (\psi_i - \psi_{i-1})
 \end{aligned} \right\}$$

Introduciendo en las ecuaciones anteriores los parámetros

$$\left. \begin{aligned}
 k &= \frac{\rho_*}{\rho'_*} = \frac{a F}{a' f} \\
 k'' &= \frac{\rho_*}{\rho''_*} = \frac{a S}{a'' f}
 \end{aligned} \right\} [288]$$

obtenemos el sistema de ecuaciones

$$\left. \begin{aligned}
 (\zeta_{*1}^2 - 1) (k + k'' + 1) &= 2 \frac{\rho_*}{\rho''_*} \psi_1 \\
 (\zeta_{*1}^2 - 1) (k - k'' - 1) + \\
 + (\zeta_{*2}^2 - 1) (k + k'' + 1) &= 2 \frac{\rho_*}{\rho''_*} (\psi_2 - \psi_1) \\
 \dots\dots\dots [289] \\
 (\zeta_{*i-1}^2 - 1) (k - k'' - 1) + \\
 + (\zeta_{*i}^2 - 1) (k + k'' + 1) &= 2 \frac{\rho_*}{\rho''_*} (\psi_{i-1} - \psi_i)
 \end{aligned} \right\}$$

que nos da las cargas relativas $\zeta_{*1}^2, \dots, \zeta_{*i}^2$ de régimen variable al pie de la chimenea, en función de las características de la conducción compleja en estudio, y de las cargas específicas ψ_1, \dots, ψ_i , que procedentes del obturador O coinciden en el punto M , respectivamente, al final de las fases 1, 2, ..., i , de duración μ' .

Deducidas las ecuaciones fundamentales anteriores vamos a considerar los siguientes casos:

1) *Operación de cierre brusca.*—Denomínase operación brusca aquella que se efectúa en un tiempo T tal que,

$$T \leq \frac{2 L'}{a'} = \mu' \quad [290]$$

Se efectúa la comparación con la duración de la fase μ' en la chimenea de equilibrio, ya que, como antes hemos indicado, la existencia de tal elemento de protección presupone siempre que,

$$T < \frac{2 L}{a} = \mu$$

Por lo tanto, en un cierre brusco, al verificarse la [290] se tendrá con mayor razón que,

$$T < \frac{2 L''}{a''} = \mu'' \quad [291]$$

pues, según ya lo expusimos anteriormente, al ser la longitud L'' de la tubería forzada muy superior a la L' de la chimenea, siempre que se verifica que $\mu'' > \mu'$,

siendo la relación $n = \frac{\mu''}{\mu'}$ muy grande.

La ecuación [291] nos indica que las presiones de régimen variable ante el obturador no serán influidas por las ondas reflejadas, mientras dure la maniobra

Consideremos, por lo tanto, los respectivos instantes comprendidos dentro de la fase μ'' ,

$$t = 0, \mu', 2\mu', \dots, n\mu' = \mu''$$

y vamos a estudiar en las mismas las sobrepresiones ante el obturador.

Usando las notaciones de las [273], tendremos para las sobrepresiones y velocidades de régimen variable ante el obturador al final de la fase n de duración μ' , los siguientes valores dados por las ecuaciones de Allievi.

$$\left. \begin{aligned} H_n - H_0 &= H_0 \psi_{*n} \\ C_n &= C_0 - \frac{g}{a} H_0 \psi_{*n} \end{aligned} \right\} \quad [292]$$

en los cuales no figuran las ondas reflejadas. De la primera de las anteriores se deduce que,

$$\psi_n = Z_n^2 - 1 \quad [293]$$

y substituído este valor en la segunda, resulta,

$$\psi_{*n} = Z_{*n}^2 - 1 = \frac{\alpha''}{g H_0} (C_n - C_n) \quad [294]$$

o lo que es lo mismo,

$$\psi_{*n} = Z_{*n}^g - 1 = 2 \frac{\alpha'' C_0}{2 g H_0} \left(1 - \frac{C_n}{C_0} \right) \quad [295]$$

y teniendo en cuenta el significado de ρ''_{*H} ,

$$\psi_{*n} = Z_{*n}^2 - 1 = 2\rho_{*n}'' \left(-1 \frac{C_n}{C_0} \right) \quad [296]$$

Ahora bien, es evidente que al final de la fase n se verifica, en régimen variable,

$$SC_n = m \sigma_n \sqrt{2 g H_n} \quad [297]$$

y asimismo, en régimen permanente,

$$SC_0 = m \sigma_0 \sqrt{2 g H_0} \quad [298]$$

Por lo tanto, dividiendo los dos anteriores y teniendo en cuenta el significado del grado de apertura η_n y de la presión relativa Z_{*n}^2 , resulta:

$$\frac{C_n}{C_0} = \eta_n Z_{*n} \quad [299]$$

y substituyendo esta expresión en la [296] se tiene para la onda que parte del obturador al final de la fase n de duración μ'

$$\psi_{*n} = Z_{*n}^2 - 1 = 2 \rho_{*H}'' (1 - \gamma_n Z_{*n}) \quad [300]$$

De la última ecuación se deduce para las presiones en el obturador al final de las fases 1, 2, ..., n de duración μ' ,

[illegible]

Asimismo, las relaciones [274] nos dan para el pie de la chimenea,

$$\left. \begin{aligned} \psi_{\frac{n}{2}} &= \frac{H_0}{h_0} \psi_{*0} = O \\ \psi_{\frac{n}{2}+1} &= \frac{H_0}{h_0} \psi_{*1} \\ \vdots \\ \psi_{\frac{n}{2}+n} &= \frac{H_0}{h_0} \psi_{*n} \end{aligned} \right\} \quad [302]$$

En el caso de cierre brusco y completo que estamos tratando, el obturador ya estará cerrado antes de terminar la primera fase de duración μ' . Por lo tanto, se anularán todos los grados de apertura que siguen a η_0 y tendremos:

$$\eta_1 = \eta_2 = \dots = \eta_n = 0$$

Substituidos estos valores en las [301] obtendremos para las sobrepresiones relativas de régimen variable ante el obturador, el valor único,

$$\psi_{*1} = \psi_{*2} = \dots = \psi_{*n} = 2 \rho_{*H}'' \quad [303]$$

Si tenemos en cuenta que $\rho_*'' = \frac{H_0}{h_0} \rho_{*H}''$, los ante-

riores valores, substituídos en las [302], nos dan los que las ondas de presión tienen en cada instante al pie M de la chimenea de equilibrio, los cuales vienen expresados por,

$$\psi_{\frac{n}{2}+1} = \psi_{\frac{n}{2}+2} = \dots = \psi_{\frac{n}{2}+n} = 2 \rho_* \quad [304]$$

Para simplificar notaciones convenimos en contar los tiempos no a partir del cierre del obturador, sino

a partir de la llegada a la base M de la chimenea de la onda directa ψ , que procede de O . El origen de tiempos quedará avanzado $\frac{1}{2} \mu''$, es decir, $n \frac{\mu'}{2}$, y las [304] tomarán la forma,

$$\psi_1 = \psi_2 = \dots = \psi_n = 2 \rho_{**}'' \quad [305]$$

Si introducimos ahora estos últimos valores en las [289], éstas toman la forma:

$$\left. \begin{aligned} (\zeta_{*1}^2 - 1) (k + k'' + 1) &= 4 \rho_{**} \\ (\zeta_{*1}^2 - 1) (k - k'' - 1) + \\ + (\zeta_{*2}^2 - 1) (k + k'' + 1) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad [306]$$

$$\left. \begin{aligned} (\zeta_{*i-1}^2 - 1) (k - k'' - 1) + \\ + (\zeta_{*i}^2 - 1) (k + k'' + 1) &= 0 \end{aligned} \right\}$$

y de las últimas, a su vez, deducimos el sistema,

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{*1}^2 - 1 &= 2 \rho_{**} \frac{2}{k + k'' + 1} \\ \zeta_{*2}^2 - 1 &= - (\zeta_{*1}^2 - 1) \frac{k - k'' - 1}{k + k'' + 1} \\ \zeta_{*i}^2 - 1 &= - (\zeta_{*i-1}^2 - 1) \frac{k - k'' - 1}{k + k'' + 1} \end{aligned} \right\} \quad [307]$$

que nos da las sobrepresiones relativas al pie de la chimenea de equilibrio, al final de las fases 1, 2, ..., i , de duración μ' .

Como resumen de lo que precede, llegamos a las consecuencias siguientes:

1.^a En un sistema complejo constituido por tubería forzada, chimenea de equilibrio y galería de presión, las sobrepresiones producidas ante el obturador para un cierre brusco y completo se miden por el valor único,

$$Z_{*1}^2 - 1 = Z_{*2}^2 - 1 = \dots = Z_{*n}^2 - 1 = 2 \rho_{**}'' \quad [308]$$

según se desprende de las [303].

2.^a En el caso de que el sistema complejo esté únicamente constituido por una conducción forzada seguida de galería de presión, sin chimenea de equilibrio, las sobrepresiones producidas en la intersección M de galería y conducción forzada para un cierre

brusco y completo en el obturador, se deducen de las [307] haciendo en las mismas $k = 0$. Por lo tanto, en este caso, el *golpe directo* en M para el cierre brusco y completo será:

$$\zeta_{*1}^2 - 1 = 2 \rho_{**} \frac{2}{k'' + 1} \quad [309]$$

3.^a El *golpe directo* en el sistema complejo dotado de chimenea de equilibrio para un cierre brusco y completo viene dado por la primera de las [307], la cual, comparada con la [309], nos muestra el papel amortiguador de la chimenea de equilibrio. Según puede observarse, el factor de reducción del golpe de ariete correspondiente a la chimenea de equilibrio es:

$$\frac{k'' + 1}{k + k'' + 1} \quad [310]$$

Si, por ejemplo, consideramos que la galería y conducción forzada son de la misma sección, y que las celeridades a , a' y a'' son iguales, resulta,

$$\left. \begin{aligned} k &= \frac{F}{f} \\ k'' &= 1 \end{aligned} \right\} \quad [311]$$

y, en consecuencia, el factor de reducción será,

$$\frac{2}{2 + k} = \frac{2f}{F + 2f} \quad [312]$$

Si, por lo tanto, aplicamos la primera de las [307] al cálculo del *golpe directo* en la base M de la chimenea, para un cierre brusco y completo, en este caso particular, la agrupación de resultados del cuadro siguiente:

$F:f$	$\frac{2f}{F+2f}$	$\zeta_{*1}^2 - 1$
0 (No hay chimenea)	1	$2 \rho_{**}$
$\frac{1}{4}$	0,890	0,890. [2 ρ_{**}]
$\frac{1}{2}$	0,800	0,800. [2 ρ_{**}]
1	0,670	0,670. [2 ρ_{**}]
2	0,500	0,500. [2 ρ_{**}]
4	0,330	0,330. [2 ρ_{**}]
8	0,200	0,200. [2 ρ_{**}]
16	0,110	0,110. [2 ρ_{**}]
32	0,059	0,059. [2 ρ_{**}]
64	0,030	0,030. [2 ρ_{**}]

demuestran la eficacia de la chimenea de equilibrio. Sin embargo, comparados los resultados anteriores con los correspondientes a galerías dotadas de chimenea junto a los órganos de obturación, se puede observar que cuando existe tubería forzada, la chimenea en cuestión tiene un papel menos energético.

4.^a Substituyendo, sucesivamente, los valores ζ_{*1} , ζ_{*2} , ..., ζ_{*i} en el sistema (307) lo reducimos al siguiente,

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{*1}^2 - 1 &= 2 \rho_* \frac{2}{k + k'' + 1} \\ \zeta_{*2}^2 - 1 &= -2 \rho_* \frac{2}{(k + k'' + 1)^2} (k - k'' - 1) \\ \zeta_{*3}^2 - 1 &= +2 \rho_* \frac{2}{(k + k'' + 1)^3} (k - k'' - 1)^2 \end{aligned} \right\} [313]$$

en el cual puede observarse que si $k > 1$ (caso corriente), y además muy grande, las sobrepresiones relativas tendrán valores alternativamente positivos y negativos, decrecientes en valor absoluto; por lo tanto, en tal caso, después de producido el *golpe directo* en M , aparecerá un movimiento oscilatorio amortiguado en la galería, la cual sufrirá sobrepresiones y depresiones que irán decreciendo en valor absoluto hasta desaparecer. Además, en dicha hipótesis de ser k muy grande, la primera de las [313] nos indica que el golpe directo $\zeta_{*1}^2 - 1$ será débil, y, en consecuencia, toda la serie de sobrepresiones y depresiones que se produzcan tendrán valores poco alejados de $\zeta_{*0}^2 - 1 = 0$.

Si, como antes, $k > 1$, mas no tan grande, el sistema [312] nos indica, a su vez, que la serie de sobrepresiones relativas producidas en el período de régimen variable, decrecen rápidamente en valor absoluto y se amortiguan, ya sea asintóticamente, ya por oscilaciones amortiguadas.

2) *Operaciones de cierre lenta y lineal.*—Llámanse operación *lenta* aquella que se efectúa en un tiempo T tal que,

$$T > \frac{2L'}{\alpha'} = \mu' \quad [314]$$

Se hace la comparación con la duración μ' de la fase en la chimenea de equilibrio, tenidas en cuenta las razones anteriormente expuestas.

Consideremos el sistema [289] que a continuación repetimos:

$$\left. \begin{aligned} (\zeta_{*1}^2 - 1) (k + k'' + 1) &= 2 \frac{\rho_*}{\rho''_*} \psi_1 \\ (\zeta_{*1}^2 - 1) (k - k'' - 1) + (\zeta_{*2}^2 - 1) (k + k'' + 1) &= \\ &= 2 \frac{\rho_*}{\rho''_*} (\psi_2 - \psi_1) \\ \dots\dots\dots \\ (\zeta_{*i-1}^2 - 1) (k - k'' - 1) + (\zeta_{*i}^2 - 1) (k + k'' + 1) &= \\ &= 2 \frac{\rho_*}{\rho''_*} (\psi_i - \psi_{i-1}) \end{aligned} \right\}$$

el cual nos da las cargas relativas $\zeta_{*1}^2, \dots, \zeta_{*i}^2$ al pie de la chimenea al final de las fases 1, 2, ..., i de duración μ' , en función de las cargas específicas ψ_1, \dots, ψ_i que, procedentes del obturador O (fig. 38), inciden en la base M de dicha chimenea al final también de las fases 1, 2, ..., i de duración μ' . De dicho sistema se deduce claramente que las sobrepresiones relativas $(\zeta_{*i}^2 - 1)$ en la base de la chimenea crecen con $(\psi_i - \psi_{i-1})$.

Ahora bien, recordando que consideramos los tiempos:

$$t = 0, \quad \mu', \quad 2\mu', \quad \dots, \quad n\mu' = \mu'', \quad (n+1)\mu', \quad \dots, \quad i\mu'$$

que corresponden a los instantes:

$$i = 0, \quad 1, \quad 2, \quad \dots, \quad n, \quad (n+1), \quad \dots, \quad i$$

contados a partir del instante inicial del cierre en el obturador, las ecuaciones [274] que a continuación repetimos:

$$\left. \begin{aligned} H_0 \psi_{*0} &= h_0 \frac{\psi_n}{2} \\ H_0 \psi_{*1} &= h_0 \frac{\psi_n}{2} + 1 \\ \dots\dots\dots \\ H_0 \psi_{*n} &= h_0 \frac{\psi_n}{2} + n \\ H_0 \psi_{*n+1} &= h_0 \frac{\psi_n}{2} + n + 1 \\ \dots\dots\dots \\ H_0 \psi_{*i-1} &= h_0 \frac{\psi_n}{2} + i - 1 \\ H_0 \psi_{*i} &= h_0 \frac{\psi_n}{2} + i \end{aligned} \right\} [315]$$

nos relacionan las cargas específicas $\psi_{*0}, \dots, \psi_{*i}$ originadas en el obturador en los instantes 0, 1, ..., i

de duración μ' ; con las cargas específicas $\frac{\psi_n}{2}, \dots,$

$\frac{\psi_n}{2} + 1$ que aparecen al pie de la chimenea en los instan-

tes $\frac{n}{2}, \frac{n}{2} + 1, \dots, \frac{n}{2} + i$ de duración μ' .

Si, como hicimos anteriormente a fin de simplificar expresiones, contamos los tiempos en la base M de la chimenea a partir de la llegada de las ondas a dicho punto, se verificarán las siguientes igualdades:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\psi_n}{2} &= \psi_0, \frac{\psi_n}{2} + 1 = \psi_1, \dots, \frac{\psi_n}{2} + n = \\ &= \psi_n, \dots, \frac{\psi_n}{2} + i = \psi_i \end{aligned} \right\} \quad [316]$$

y, por lo tanto, el sistema [315] se transformará en el siguiente:

$$\left. \begin{aligned} H_0 \psi_{*0} &= h_0 \psi_0 \\ H_0 \psi_{*1} &= h_0 \psi_1 \\ \dots &\dots \\ H_0 \psi_{*n} &= h_0 \psi_n \\ \dots &\dots \\ H_0 \psi_{*i-1} &= h_0 \psi_{i-1} \\ H_0 \psi_{*i} &= h_0 \psi_i \end{aligned} \right\} \quad [317]$$

en el cual $\psi_{*0}, \psi_{*1}, \dots, \psi_{*i}$ son las cargas específicas que se originan en el obturador en los instantes $0, 1, \dots, i$ de duración μ' contados a partir del instante inicial de cierre en el mismo; en cuanto a $\psi_0, \psi_1, \dots, \psi_i$ son las cargas específicas al pie de la chimenea en los instantes $0, 1, \dots, i$ de duración μ' , contados a partir del instante en que comienzan a llegar a la base M de la chimenea las ondas procedentes del obturador.

Del anterior sistema se deduce la relación:

$$\psi_i - \psi_{i-1} = \frac{H_0}{h_0} (\psi_{*i} - \psi_{*i-1}) \quad [318]$$

en la que, según se ha especificado, ψ_{*i} es la carga específica que parte del obturador O en el instante i de duración μ' contado a partir del comienzo de la operación de cierre, y ψ_i es la carga específica que aparece al pie M de la chimenea en el instante i de duración μ' contado a partir del comienzo de la llegada de

ondas a dicho punto, o en el instante $i + \frac{n}{2}$ de dura-

ción μ' contado a partir del principio del cierre en el obturador. Si la conducción forzada partiera de un depósito suficientemente grande para poder considerar en

el mismo una superficie de reflexión total, la sobrepresión ante el obturador en el instante $i + n$ de duración μ' vendría dada, según las ecuaciones [40] de Allievi, por la expresión:

$$B_{*i+n} = \frac{H_{i+n} - H_0}{H_0} = Z_{*i+n}^2 - 1 = \psi_{*i+n} + \psi'_{*i+n}$$

en la cual la onda reflejada ψ'_{i+n} que en el instante $i + n$ volviera al obturador sería igual y de signo contrario a la onda directa ψ_{*i} , que $\mu'' = n\mu'$ segundos antes habría partido de dicho obturador.

En consecuencia, la última ecuación podría transformarse en la siguiente:

$$B_{*i+n} = Z_{*i+n}^2 - 1 = \psi_{*i+n} - \psi_{*i} \quad [319]$$

de acuerdo con la primera de las ecuaciones [48] de Allievi.

Ahora bien, en el caso presente, en el que existe una chimenea de equilibrio en lugar del depósito infinitamente grande, las ondas reflejadas son ligeramente más débiles que las incidentes, ya que la base M de dicha cámara no constituye una superficie de reflexión total. Por lo tanto, ya no es rigurosamente correcta la expresión [319] aplicada al estudio de la conducción compleja que estamos desarrollando.

Sin embargo, las sobrepresiones al pie de la chimenea de equilibrio (origen de la conducción forzada) alcanzan valores muy pequeños con relación a las producidas ante el obturador. En consecuencia, estamos sensiblemente en el caso de arrancar la tubería de un depósito infinitamente grande, en el cual la sobrepresión en el origen de la citada tubería es nula y, por lo tanto, podemos adoptar al presente con suficiente aproximación la ecuación [319].

Aplicando a la tubería forzada las conclusiones de la teoría de Allievi expuestas al principio de este estudio, podemos afirmar que los gráficos de las presiones $Z_{*1}^2, \dots, Z_{*i}^2$ ante el obturador para cierres lineales de éste, pueden clasificarse en curvas-tipo como las indicadas en las figuras 15, 16 y 17, y que los instantes

$$t = \mu'', 2\mu'', \dots, i\mu''$$

llamados de *ritmo entero*, corresponden a puntos de discontinuidad en la ley de variación de dichas cargas. Lo mismo podemos afirmar, según se desprende de la [319], de las cargas específicas ψ_{*i} , y en consecuen-

cia, refiriéndonos a la figura 39, podremos establecer la siguiente igualdad:

$$\frac{\psi_{*i+n} - \psi_{*i}}{\mu''} = \frac{\psi_{*i+1} - \psi_{*i}}{\mu'}$$

de la que se obtiene:

$$\psi_{*i+1} - \psi_{*i} = \frac{\mu'}{\mu''} (\psi_{*i+n} - \psi_{*i}) \quad [320]$$

Volviendo ahora a la [318], que puede ponerse en la forma siguiente:

$$\psi_{i+1} - \psi_i = \frac{H_0}{h_0} (\psi_{*i+1} - \psi_{*i}) \quad [321]$$

toma la forma indicada a continuación:

$$\psi_{i+1} - \psi_i = \frac{H_0}{h_0} \frac{\mu'}{\mu''} (\psi_{*i+n} - \psi_{*i}) \quad [322]$$

Teniendo ahora en cuenta la ecuación [319], transformase la última en la siguiente:

$$\psi_{i+1} - \psi_i = \frac{H_0}{h_0} \frac{\mu'}{\mu''} B_{*i+n} \quad [323]$$

que nos da las expresiones $(\psi_{i+1} - \psi_i)$ de las ecuaciones [289] en función de las sobrepresiones relativas B_{*i+n} ante el obturador.

De la [323] a su vez se deduce que el valor más elevado de $(\psi_{i+1} - \psi_i)$ corresponde a la máxima sobrepresión en el obturador, es decir, que

$$(\psi_{i+1} - \psi_i)_{\max} = \frac{H_0}{h_0} \frac{\mu'}{\mu''} B_{* \max} \quad [324]$$

calculada la citada sobrepresión máxima $B_{* \max}$ ante el obturador como en la hipótesis de que la conduc-

ción forzada arranque de un depósito infinitamente grande, según anteriormente se justificó al establecer la ecuación [319].

Ahora bien, en la hipótesis referente a la tubería forzada del sistema complejo en estudio, al asimilarla a una conducción que arranca de un depósito infinitamente grande, serán aplicables a la misma las series concatenadas de Allievi [67], así como todas las conclusiones a que el eminente autor llegó para los cierres lineales.

Por lo tanto, para calcular el *golpe directo* (sobrepresión al final de la primera fase de duración μ'' o *enésima* fase de duración μ') aplicaremos la primera de las [67] en la forma siguiente:

$$B_{*n} = Z_{*n}^2 - 1 = 2 \rho_{*H}^* (1 - \eta_n Z_{*n}) \quad [325]$$

que es como aparece en la última de las [301]. Además, al tratarse de un cierre lineal en T segundos podemos establecer análogamente a casos anteriores (véase por ejemplo la fig. 37), la siguiente expresión del grado de apertura η_n del obturador al final de la primera fase de duración $\mu'' = n\mu'$:

$$\eta_n = \frac{\sigma_n}{\sigma_0} = \frac{T - \mu''}{T} = 1 - \frac{\mu''}{T} = 1 - \frac{1}{\frac{T}{\mu''}}$$

e introduciendo el tiempo relativo de cierre:

$$\theta'' = \frac{1}{\frac{T}{\mu''}} \quad [326]$$

tiénese, en definitiva,

$$\eta_n = 1 - \frac{1}{\theta''} \quad [327]$$

Por otra parte, ya dijimos en casos anteriores cómo es corriente en la práctica que las sobrepresiones sean inferiores al 25-30 % de H_0 , considerándose como inadmisibles aquellas que alcanzan o superan el 50 % de dicha carga estática inicial. En consecuencia, al poderse expresar que

$$B_{*n} = Z_{*n}^2 - 1 < 0,50 \quad [328]$$

es lícita la simplificación siguiente:

$$Z_{*n} = \sqrt{1 + B_{*n}} \approx 1 + \frac{B_{*n}}{2} \quad [329]$$

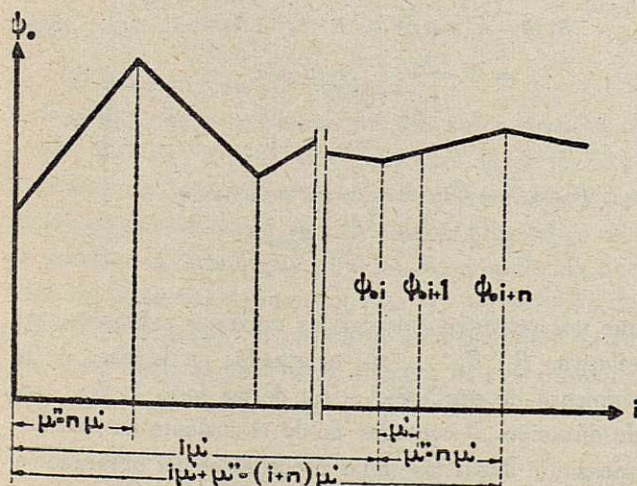


Fig. 39.

Substituyendo, pues, esta última y la [327] en la [325] se deduce la ecuación

$$B_{*n} = 2 \frac{\rho_{*H}''}{\theta''} \left[1 - \left(1 - \frac{1}{\theta''} \right) \left(1 + \frac{B_{*n}}{2} \right) \right] = \frac{2 \rho_{*H}''}{\theta''} + \rho_{*H}'' B_{*n} \left(\frac{1}{\theta''} - 1 \right)$$

de la que obtendremos para el *golpe directo* la expresión

$$B_{*n} = \frac{2 \frac{\rho_{*H}''}{\theta''}}{1 + \rho_{*H}'' \left(1 - \frac{1}{\theta''} \right)} \quad [330]$$

En cuanto al *golpe límite* B_{*m} , las ecuaciones concatenadas de Allievi [67] nos permiten, al establecer en las mismas.

$$Z_{*i-1} \approx Z_{*i} \approx Z_{*m}$$

llegar a la equivalencia

$$Z_{*m}^2 - 1 = \frac{\rho_{*H}''}{\theta''} Z_{*m} = B_{*m} \quad [331]$$

que aparece en la [78], en la que haciendo, como anteriormente, la simplificación

$$Z_{*m} = \sqrt{1 + B_{*m}} \approx 1 + \frac{B_{*m}}{2}$$

llegase a la ecuación

$$B_{*m} = \frac{\rho_{*H}''}{\theta''} \left(1 + \frac{B_{*m}}{2} \right) \quad [332]$$

de la que obtenemos para el *golpe límite* la expresión definitiva siguiente:

$$B_{*m} = \frac{\frac{\rho_{*H}''}{\theta''}}{1 - \frac{\rho_{*H}''}{2\theta''}} \quad [333]$$

Conocidos el *golpe directo* B_{*n} y el *golpe límite* B_{*m} respectivamente por las ecuaciones [330] y [333], el mayor de ellos se podrá tomar, según ya sabemos, por la sobrepresión máxima relativa B_{*max} ante el obturador de la tubería forzada. Una vez conocido B_{*max} la expresión [324] nos dará en función de aquél los valores $(\psi_{i+1} - \psi_i)_{max}$, los cuales, substituídos en

el sistema [289], nos lo transforman en otro cuya ecuación general, que a continuación se indica,

$$\begin{aligned} (\zeta_{*i}^2 - 1) (k - k'' - 1) + (\zeta_{*i+1}^2 - 1) (k + k'' + 1) = \\ = 2 \frac{\rho_{*}}{\rho_{*H}''} \frac{H_0}{h_0} \frac{\mu'}{\mu''} B_{*max} \end{aligned}$$

puede transformarse al considerar que

$$\frac{\rho_{*}}{\rho_{*H}''} \frac{H_0}{h_0} = \frac{\frac{a W_0}{2 g h_0} H_0}{\frac{a'' C_0}{2 g h_0} h_0} = \frac{\frac{a W_0}{2 g h_0}}{\frac{a'' C_0}{2 g H_0}} = \frac{\rho_{*}}{\rho_{*H}''}$$

en la siguiente:

$$\begin{aligned} (\zeta_{*i}^2 - 1) (k - k'' - 1) + (\zeta_{*i+1}^2 - 1) (k + k'' + 1) = \\ = 2 \frac{\rho_{*}}{\rho_{*H}''} \frac{\mu'}{\mu''} B_{*max} \quad [334] \end{aligned}$$

que permite el cálculo de las más grandes sobrepresiones *al pie de la chimenea de equilibrio*, en función de la B_{*max} del obturador.

Si llamamos B_1, B_2, \dots, B_m las sobrepresiones relativas $\zeta_{*1}^2 - 1, \zeta_{*2}^2 - 1, \dots, \zeta_{*m}^2 - 1$ al pie de la chimenea, podemos establecer, partiendo de la ecuación general [334], el sistema siguiente:

$$\begin{aligned} B_1 (k + k'' + 1) &= 2 \frac{\rho_{*}}{\rho_{*H}''} \frac{\mu'}{\mu''} B_{*max} \\ B_1 (k - k'' - 1) + B_2 (k + k'' + 1) &= \\ &= 2 \frac{\rho_{*}}{\rho_{*H}''} \frac{\mu'}{\mu''} B_{*max} \\ B_2 (k - k'' - 1) + B_3 (k + k'' + 1) &= \\ &= 2 \frac{\rho_{*}}{\rho_{*H}''} \frac{\mu'}{\mu''} B_{*max} \\ \dots \dots \dots \\ B_{m-1} (k - k'' - 1) + B_m (k + k'' + 1) &= \\ &= 2 \frac{\rho_{*}}{\rho_{*H}''} \frac{\mu'}{\mu''} B_{*max} \end{aligned} \quad [335]$$

que nos permiten calcular las máximas sobrepresiones relativas B_1, B_2, \dots, B_m originadas en la base de la chimenea de equilibrio al fin de las fases 1, 2, ..., m de duración μ' contadas desde el instante en que comienzan a llegar las ondas procedentes del obturador a dicha base.

Del sistema anterior deducimos:

$$\begin{aligned}
 B_1 &= 2 \frac{\rho_*}{\rho''_{*H}} \frac{\mu'}{\mu''} \frac{B_{*max}}{k + k'' + 1} \\
 B_2 &= 2 \frac{\rho_*}{\rho''_{*H}} \frac{\mu'}{\mu''} \frac{B_{*max}}{k + k'' + 1} \left[1 - \frac{k - k'' - 1}{k + k'' + 1} \right] \\
 B_3 &= 2 \frac{\rho_*}{\rho''_{*H}} \frac{\mu'}{\mu''} \frac{B_{*max}}{k + k'' + 1} \left[1 - \frac{k - k'' - 1}{k + k'' + 1} + \left(\frac{k - k'' - 1}{k + k'' + 1} \right)^2 \right] \\
 B_4 &= 2 \frac{\rho_*}{\rho''_{*H}} \frac{\mu'}{\mu''} \frac{B_{*max}}{k + k'' + 1} \left[1 - \frac{k - k'' - 1}{k + k'' + 1} + \left(\frac{k - k'' - 1}{k + k'' + 1} \right)^2 - \left(\frac{k - k'' - 1}{k + k'' + 1} \right)^3 \right] \\
 &\vdots \\
 B_m &= 2 \frac{\rho_*}{\rho''_{*H}} \frac{\mu'}{\mu''} \frac{B_{*max}}{k + k'' + 1} \left[1 - \frac{k - k'' - 1}{k + k'' + 1} + \left(\frac{k - k'' - 1}{k + k'' + 1} \right)^2 - \left(\frac{k - k'' - 1}{k + k'' + 1} \right)^3 + \dots + (-1)^{m-1} \left(\frac{k - k'' - 1}{k + k'' + 1} \right)^{m-1} \right]
 \end{aligned} \quad [336]$$

El sistema anterior muestra que las sobrepresiones B_1, B_2, \dots, B_i al pie de la chimenea de equilibrio tienden hacia un límite único B_m . En efecto, la última ecuación de dicho sistema [336] nos deduce B_m como producto B_1 por la serie comprendida entre paréntesis; si en esta serie aplicamos el criterio de convergencia de D'Alembert resulta:

$$\lim \left| \frac{U_m}{U_{m-1}} \right| = \frac{k - k'' - 1}{k + k'' + 1} < 1$$

lo que demuestra su convergencia.

Podemos ahora considerar los dos casos siguientes:

1.º $k - k'' - 1 > 0$.—En este caso la serie anterior tiene sus términos alternativamente positivos y negativos, decrecientes en valor absoluto. Ello indica que se produce la sobrepresión límite B_m después de una serie de oscilaciones amortiguadas, y, por lo tanto, la sobrepresión mayor al pie de la chimenea será la B_1 que tiene lugar al final de la primera fase de duración μ' y vale, según la primera de las [336],

$$B_1 = 2 \frac{\rho_*}{\rho''_{*H}} \frac{\mu'}{\mu''} \frac{B_{*max}}{k + k'' + 1} \quad [337]$$

2.º $k - k'' - 1 < 0$.—Cuando se da esta condición, la serie anterior tiene sus términos positivos y decrecientes en valor absoluto, lo que demuestra que la sobrepresión límite B_m se alcanza asintóticamente por una serie de valores crecientes. Haciendo, por lo tanto, en la última ecuación del sistema [335], $B_{m-1} \approx B_m$ resulta la expresión:

$$k B_m = \frac{\rho_*}{\rho''_{*H}} \frac{\mu'}{\mu''} B_{*max}$$

de la que se deduce para el valor límite B_m , que en este caso, es el máximo, el valor.

$$B_m = \frac{\rho_*}{\rho''_{*H}} \frac{\mu'}{\mu''} \frac{B_{*max}}{k} \quad [338]$$

Recapitulando todo lo que antecede, para calcular las máximas sobrepresiones de régimen variable en la base de la chimenea de equilibrio de un sistema complejo constituido por galería de presión, tubería forzada y el elemento de protección citado, se procede como sigue:

1.º Se calcula el *golpe directo* en el obturador, por la fórmula [330] que a continuación repetimos:

$$B_{*n} = \frac{H_n - H_0}{H_0} = \frac{2 \rho''_{*H}}{\theta''} \frac{\mu''}{1 + \rho''_{*H} \left(1 - \frac{1}{\theta''} \right)} \quad [339]$$

en la que $n = \frac{\mu''}{\mu'}$.

2.º Se calcula el *golpe límite* en el obturador por la expresión [333] que abajo se indica:

$$B_{*m} = \frac{H_m - H_0}{H_0} = \frac{\frac{\rho''_{*H}}{\theta''}}{1 - \frac{\rho''_{*H}}{2 \theta''}} \quad [340]$$

3.º Se toma el mayor de los valores B_{*n} o B_{*m} , con lo cual tendremos:

$$B_{*max} = \frac{H_{max} - H_0}{H_0} \quad [341]$$

como *sobrepresión máxima* ante el obturador.

4.º Si se verifica que

$$k - k'' - 1 > 0$$

la sobrepresión máxima al pie de la chimenea será, según la [337],

$$B_1 = \frac{h_1 - h_0}{h_0} = 2 \frac{\rho_*}{\rho_{*H}} \frac{\mu'}{\mu''} \frac{B_{*max}}{k + k'' + 1} \quad [342]$$

5.º En el caso en que

$$k - k'' - 1 < 0$$

la sobrepresión máxima al pie de la chimenea de equilibrio valdrá, según se desprende de la [338],

$$B_m = \frac{h_m - h_0}{h_0} = \frac{\rho_*}{\rho_{*H}} \frac{\mu'}{\mu''} \frac{B_{*max}}{k} \quad [343]$$

C) APLICACIONES NUMÉRICAS.—Como aplicación de lo que precede, vamos a calcular las sobrepresiones de régimen variable en un sistema que, integrado, como se indica en la figura 38, por galería de presión, chimenea de equilibrio y conducción forzada, tiene las características siguientes:

Caudal	$Q_0 = 20,50 \text{ m}^3/\text{s}.$
Salto	$H_0 = 37,00 \text{ m}.$
Longitud de la galería de presión	$L = 660,00 \text{ m}.$
Longitud de la chimenea de equilibrio	$L' = 20,50 \text{ m}.$
Longitud de la conducción forzada	$L'' = 140,00 \text{ m}.$
Sección de la galería de presión	$f = 7,54 \text{ m}^2.$
Sección de la chimenea de equilibrio	$F = 95,00 \text{ m}^2.$
Sección de la conducción forzada	$S = 6,15 \text{ m}^2.$
Espesor medio de la galería de presión... ..	$e = 0,30 \text{ m}.$
Espesor medio de la chimenea de equilibrio	$e' = 0,50 \text{ m}.$
Espesor medio de la conducción forzada... ..	$e'' = 0,008 \text{ m}.$
Diámetro de la galería de presión	$D = 3,10 \text{ m}.$
Diámetro de la chimenea de equilibrio... ..	$D' = 11,00 \text{ m}.$
Diámetro de la conducción forzada	$D'' = 2,80 \text{ m}.$
Presión inicial al pie de la chimenea de equilibrio, en régimen permanente... ..	$h_0 = 20,50 \text{ m}.$
Velocidad inicial en galería	$W_0 = 2,72 \text{ m/s}.$
Velocidad que correspondería en la chimenea al caudal $Q_0 = 20,50 \text{ m}^3/\text{s}.$	$V_0 = 0,216 \text{ m/s}.$
Velocidad inicial en la conducción forzada	$C_0 = 3,33 \text{ m/s}.$

En el anterior sistema, tanto la galería de presión como la chimenea de equilibrio, son de hormigón armado y está, en cambio, integrada la conducción forzada por chapa de acero soldado. Además, por tratarse de un sistema en el que, como se indica en la figura 38, la chimenea de equilibrio es vertical, coinciden en ésta los valores de longitud L' y la presión inicial h_0 al pie de la misma.

La aplicación de la fórmula [43], en la que haremos $k = 5$ para el hormigón, y para el acero $k = 0,50$, nos lleva a los siguientes valores que alcanzan las celeridades a , a' y a'' de las ondas en la galería de presión,

chimenea de equilibrio y conducción forzada respectivamente:

$$a = \frac{990}{\sqrt{48,3 + 5 \times \frac{3,10}{0,30}}} = 990 \text{ m/s}.$$

$$a' = \frac{990}{\sqrt{48,3 + 5 \times \frac{11}{0,50}}} = 792 \text{ m/s}.$$

$$a'' = \frac{990}{\sqrt{48,3 + 0,5 \times \frac{2,80}{0,008}}} = 662,64 \text{ m/s}.$$

Asimismo, la duración de las fases del golpe de ariete en la galería de presión, la chimenea de equilibrio y la conducción forzada, son respectivamente:

$$\mu = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 660}{990} = 1,33 \text{ seg}.$$

$$\mu' = \frac{2L'}{a'} = \frac{2 \times 20,50}{792} = 0,052 \text{ seg}.$$

$$\mu'' = \frac{2L''}{a''} = \frac{2 \times 140}{662,64} = 0,423 \text{ seg}.$$

Por lo que se refiere a la galería de presión, tiene la siguiente característica:

$$\rho_* = \frac{a W_0}{2 g h_0} = \frac{990 \times 2,72}{2 \times 9,8 \times 20,50} = 6,70$$

A su vez, la característica de la chimenea de equilibrio tiene el siguiente valor:

$$\rho'_* = \frac{a' V_0}{2 g h_0} = \frac{792 \times 0,216}{2 \times 9,8 \times 20,50} = 0,426$$

En cuanto a la característica de la conducción forzada con referencia a la base de la chimenea, tiene el valor que a continuación se indica:

$$\rho''_* = \frac{a'' C_0}{2 g h_0} = \frac{662,64 \times 3,33}{2 \times 9,8 \times 20,50} = 5,50$$

Con relación al obturador O (fig. 38), determinamos la característica siguiente de la conducción forzada:

$$\rho''_{*H} = \frac{a'' C_0}{2 g H_0} = \frac{662,64 \times 3,33}{2 \times 9,8 \times 37} = 3,04$$

Hemos de considerar, además, en los cálculos que siguen los siguientes parámetros:

$$k = \frac{\rho_*}{\rho_*'} = \frac{a W_0}{a' V_0} = \frac{a F}{a' f} = 15,73$$

$$k'' = \frac{\rho_*}{\rho_*''} = \frac{a W_0}{a'' C_0} = \frac{a S}{a'' f} = 1,22$$

Con las características obtenidas y para el sistema galería-chimenea-conducción forzada considerado, vamos a determinar las sobrepresiones de régimen variable en los dos casos siguientes:

A) *Cierre brusco del obturador.*—Según la [308], las sobrepresiones producidas ante el obturador vienen medidas por el valor único:

$$Z_{*1}^2 - 1 = \dots Z_{*n}^2 - 1 = \frac{H_n - H_0}{H_0} = 2 \rho_{*H}''$$

del que se deduce dando valores,

$$\frac{H_n - 37}{37} = 2 \times 3,04 = 6,08$$

y resulta para la presión ante el obturador:

$$H_n = 37 \times (1 + 6,08) = 261,96 \text{ m.}$$

y para la sobrepresión:

$$H_n - H_0 = 224,96 \text{ m.}$$

En cuanto al punto *M* (fig. 38), en el origen de la galería y extremo de la conducción forzada, la sobrepresión de régimen variable en el caso de no existir chimenea de equilibrio, se calcula por la ecuación [309] que a continuación se desarrolla:

$$\zeta_{*1}^2 - 1 = \frac{h_1 - h_0}{h_0} = 2 \rho_* \frac{2}{k'' + 1}$$

$$\frac{h_1 - 20,50}{20,50} = 2 \times 6,70 \times \frac{2}{1,22 + 1} = 12,07$$

y resulta, para la sobrepresión en dicho punto *M*,

$$h_1 - h_0 = 20,50 \times 12,07 = 247,44 \text{ m.}$$

Si, en cambio, existe chimenea de equilibrio en el sistema, el golpe directo en su base *M*, origen de la galería, vendrá deducido de la ecuación primera de las [307], que nos permite obtener los valores siguientes:

$$\zeta_{*1}^2 - 1 = \frac{h_1 - h_0}{h_0} = 2 \rho_* \frac{2}{k + k'' + 1}$$

$$\frac{h_1 - 20,50}{20,50} = 2 \times 6,70 \times \frac{2}{15,73 + 1,22 + 1} = 1,49$$

$$h_1 - h_0 = 20,50 \times 1,49 = 30,55 \text{ m.}$$

Este último valor, sobrepresión en la base *M* de la chimenea de equilibrio, indica el papel amortiguador de ésta, al compararlo con el obtenido más arriba, en la hipótesis de no existir tal dispositivo de protección.

Como $k = 15,73 > 1$, se tendrá, según ya se demostró al deducir las ecuaciones [313], que las sobrepresiones relativas al pie de la chimenea serán alternativamente positivas y negativas decrecientes en valor absoluto. En consecuencia, después de producirse el golpe directo que acabamos de calcular, aparecerá un movimiento oscilatorio amortiguado en la galería, la cual sufrirá sobrepresiones y depresiones que irán decreciendo en valor absoluto hasta desaparecer.

B) *Cierre lineal del obturador en 3 segundos.*—Esta operación se denomina *lenta*, porque

$$T = 3 \text{ seg} > \mu' = 0,052 \text{ seg.}$$

Para el estudio de este caso introduciremos el tiempo relativo de cierre dado por la expresión:

$$\theta'' = \frac{T}{\mu''} = \frac{3}{0,423} = 7,09$$

según ya indicamos en la [326].

Por otra parte, el grado de apertura del obturador al final de la primera fase de duración $\mu'' = n \mu'$ será, según la [327], teniendo en cuenta que $n = \frac{\mu''}{\mu'} = 8,13$.

$$\eta_n = 1 - \frac{1}{\theta''} = 1 - \frac{1}{7,09} = 0,86$$

El *golpe directo* ante el obturador vendrá dado por la fórmula [330], que a continuación se indica:

$$B_{*n} = \frac{H_n - H_0}{H_0} = \frac{2 \frac{\rho_{*H}''}{\theta''}}{1 + \rho_{*H}'' \left(1 - \frac{1}{\theta''}\right)}$$

en la que dando valores llegamos al resultado siguiente:

$$\frac{H_n - 37}{37} = \frac{0,86}{1 + 3,04 \times 0,86} = 0,24$$

del que obtenemos:

$$H_n = 37 \times (0,24 + 1) = 45,88 \text{ m.}$$

para la presión por *golpe directo* ante el obturador, siendo la sobrepresión:

$$H_n - H_0 = 45,88 - 37 = 8,88 \text{ m.}$$

El *golpe límite* ante el obturador se calcula por la ecuación [333] como sigue:

$$B_{*m} = \frac{H_m - H_0}{H_0} = \frac{\frac{\rho''_{*H}}{\theta''}}{1 - \frac{\rho''_{*H}}{2\theta''}} \frac{H_m - 37}{37} = \frac{0,43}{0,79} = 0,54$$

y resulta para la presión de golpe límite

$$H_m = 37 \times 1,54 = 56,98 \text{ m.}$$

y para la sobrepresión de golpe límite

$$H_m - H_0 = 56,98 - 37 = 19,98 \text{ m.}$$

Como esta última es superior a la obtenida para el *golpe directo*, tomaremos como presión y sobrepresión máximas ante el obturador los valores:

$$H_{\max} = 56,98 \text{ m.}$$

$$H_{\max} - H_0 = 19,98 \text{ m.}$$

Obtenida la sobrepresión máxima producida ante el obturador *O* (fig. 38), a continuación se estudian los efectos del golpe de ariete en la base *M* de la chimenea de equilibrio, origen de la galería de presión y extremo de la conducción forzada.

Como $k - k'' - 1 = 15,73 - 1,22 - 1 = 13,51 > 0$, se tiene, según habíamos demostrado al comentar el sistema [336], que la sobrepresión máxima al pie de la chimenea de equilibrio vendrá dada por la ecuación [337]

$$B_1 = \frac{h_1 - h_0}{h_0} = 2 \frac{\rho_*}{\rho''_{*H}} \frac{\mu'}{\mu''} \frac{B_{*max}}{k + k'' + 1}$$

$$\text{siendo } B_{*max} = \frac{H_{\max} - H_0}{H_0} = 0,54, \text{ según se sabe.}$$

Dando valores a la expresión anterior nos resulta:

$$h_1 = h \left(1 + 2 \frac{\rho_*}{\rho''_{*H}} \frac{\mu'}{\mu''} \frac{0,54}{k + k'' + 1} \right) =$$

$$= 20,50 \left(1 + 2 \times \frac{6,70}{3,04} \times \frac{0,052}{0,423} \times \frac{0,54}{17,95} \right)$$

se obtiene para la presión máxima al pie de la chimenea de equilibrio el valor:

$$h_1 = 20,83 \text{ m.}$$

y para la sobrepresión:

$$h_1 - h_0 = 20,83 - 20,50 = 0,33 \text{ m.}$$

lo que nos indica cómo la chimenea de equilibrio prácticamente anula la sobrepresión al pie de la misma. Al mismo tiempo, las cifras obtenidas confirman

lo fundamentado de la hipótesis precedentemente establecidas para deducir las ecuaciones que acaban de aplicarse.

Vemos por el último resultado que prácticamente no existe sobrepresión en la base *M* de la chimenea de equilibrio. En consecuencia, los fenómenos ocurren como si la tubería forzada desembocara en un depósito infinitamente grande que constituyera una superficie de reflexión total. Por esta razón está justificado el método que a veces se sigue para el cálculo de sobrepresiones por golpe de ariete en una conducción forzada dotada en su parte alta de una chimenea de equilibrio, en el sentido de considerar como si dicha conducción no estuviera ligada a la galería y constituyera una tubería independiente desembocado en un depósito infinitamente grande; en tal caso, las series concatenadas de Allievi [67], así como las ecuaciones [73] del golpe directo y [79] del golpe límite, resuelven con suficiente aproximación el problema.

MÉTODO GRÁFICO DE BERGERON

ANTECEDENTES

Si por mucho tiempo la teoría del golpe de ariete tuvo únicamente importancia por sus aplicaciones en instalaciones hidroeléctricas, va perfilándose en el presente su destacada utilidad en los restantes dominios de la industria.

Es un hecho comprobado que las oscilaciones de presión en los conductos de distribución de las prensas hidráulicas afectan notablemente a los materiales cuyo proceso de fabricación exige la actuación de aquéllas. Tal fenómeno ha podido observarse en instalaciones de fundición de tubos cuyos dispositivos de moldeo mecánico eran accionados hidráulicamente.

Asimismo, preséntanse problemas de golpe de ariete de un género especial en las redes de distribución de agua, en las que conviene, no solamente evitar la ruptura de las tuberías, sino también todo ruido desagradable en el interior de los edificios.

Por otra parte, las calefacciones centrales y, más aún, las instalaciones de calefacción a distancia, pueden ser objeto de violentos golpes de ariete cuya magnitud interesa conocer.

Podíamos citar innumerables ejemplos más en los que, lo mismo que en los indicados, la aplicación analítica de la teoría de Allievi se hace extremadamente di-

ficultosa y de una complejidad tal, que obliga a recurrir a veces a hipótesis simplificadoras, con perjuicio, en muchos casos, de la exactitud en los resultados.

Superando tales dificultades, se han ideado métodos gráficos, que, fundados en la teoría de Allievi, permiten resolver con relativa facilidad cuantos problemas de régimen variable puedan presentarse en tuberías, por complejos que éstos sean.

En el año 1928 aparece por primera vez un método gráfico de cálculo de la propagación de ondas planas en un medio continuo, debido al austriaco Löwy, quien en su obra titulada *Druckschwankungen in Druckrohrleitungen* lo aplica al estudio del golpe de ariete en las tuberías forzadas, aunque atribuye su paternidad a Kreitner.

Posteriormente, en el anexo del 14 de mayo de 1932 de la *Révue Générale de L'Électricité* publicó el eminente francés Louis Bergeron un notable trabajo en el que bajo el título *Variations de régime dans les conduites d'eau* se expone otro método gráfico del problema en cuestión.

Publicóse también en el número correspondiente al 17 de mayo de 1934 de la *Révue Générale de L'Électricité* una solución gráficoanalítica debida a C. Jaeger, que expuesta en un artículo titulado *Théorie générale du coup de bélier*. Exposé d'une méthode graphique générale», es en realidad una variante del método de Bergeron.

Se deben, en cambio, al suizo O. Schnyder unos originales trabajos sobre el particular, destacándose especialmente el que bajo el título *Über Drucktösse in Rohrleitungen* apareció en los números de la revista *Wasserkraft und Wasserwirtschaft* correspondientes al 15 de febrero de 1932, 3 de marzo de 1934 y 5 de junio de 1935, así como el publicado con el título *Considérations sur le coup de bélier* en los números del 23 de mayo y 6 de junio de 1936 del *Bulletin Technique de la Suisse Romande*.

En resumen, primero Löwy y poco después Schnyder y Bergeron, han sido los verdaderos creadores del método gráfico, y los dos últimos, procediendo separadamente, han llegado a resultados muy semejantes.

Como remate de los trabajos anteriores, Bergeron, en su publicación *Étude des coups de bélier dans les conduites. Nouvel exposé de la méthode graphique*, editada por Dunod en París el año 1936, ha simplificado,

desarrollado y divulgado con amplitud su método, que tiene franca aceptación y es de uso habitual en la técnica francesa, así como en Suiza y se conoce también en Italia, donde hay publicaciones desde el año 1942.

Por lo que se refiere a España, débese a la Escuela Especial de Ingenieros Industriales la primera publicación sobre el particular. En dicho Centro, en el Establecimiento de Barcelona, pronunció el profesor Bergeron los días 18 y 19 de diciembre de 1941 unas conferencias en las que dió a conocer la teoría y algunas aplicaciones de su método gráfico, y como resumen de las mismas, el ilustre Ingeniero Industrial y Profesor de Prácticas de Hidráulica de la Escuela de Ingenieros Industriales en Barcelona, don Luis Thio Rodes, publicó en el número correspondiente a julio de 1942 de la revista DYNA de la Asociación Nacional de Ingenieros Industriales, un notable artículo en el que bajo el título «Método gráfico general de cálculo de la propagación de ondas planas. Aplicación al cálculo de las sobrepresiones en tuberías forzadas», se desarrolla con claridad, concisión y rigor el método gráfico en cuestión y se hacen además aplicaciones del mismo al caso típico de una tubería horizontal de característica única, partiendo de un recipiente infinitamente grande, con su obturador en el extremo, y diversas leyes de cierre.

Posteriormente, en los números correspondientes a febrero, marzo y abril de 1945, ha aparecido en la *Revista de Obras Públicas* un interesante trabajo que titulado «El golpe de ariete. Solución gráfica general», explica también los fundamentos del método de Bergeron, y, en el mismo, su autor, el Ingeniero de Caminos D. Eugenio Vallarino lo aplica a diversos problemas de índole práctica, como, por ejemplo, el de una tubería de característica variable que arranca de una chimenea de equilibrio (maniobra de apertura total,) tubería con bifurcación (apertura parcial en un extremo y total en el otro), oscilaciones forzadas en una conducción que une dos depósitos, etc., todos los cuales son de muy difícil solución por el método analítico.

La solución gráfica general de Bergeron que a continuación vamos a exponer, ha adquirido excepcional importancia en la técnica, ya que su autor la aplica, no solamente a innumerables problemas de Hidráulica, sino que la ha generalizado en el campo de la Me-

cánica y en el de la Electricidad, para el estudio del choque entre barras elásticas y la determinación de las tensiones en las líneas, respectivamente.

FUNDAMENTOS DEL MÉTODO DE BERGERON

Vamos a considerar una tubería de característica única y forma cualquiera, que como la indicada en la figura 40, arranca en B de un depósito suficientemente grande para poder considerar el nivel libre del mismo como superficie de reflexión total y que está, además, dotada en su extremo A de un obturador que permite variar a voluntad los caudales circulantes en la misma, es decir, el régimen permanente de circulación. Según ya sabemos, al operar sobre dicho obturador, la modificación del régimen permanente en la tubería no se produce ni instantáneamente ni siquiera de manera continua; entre los dos estados sucesivos de circulación permanente (el anterior y el posterior a la maniobra), se registran fuertes oscilaciones en la presión y en la velocidad del agua, que por constituir un fenómeno de régimen variable intermedio, hemos estudiado en la teoría de Allievi, base del método de Bergeron que vamos a analizar.

Al efectuar, pues, una operación de cierre o apertura en el obturador A de la tubería, las presiones y , así como las velocidades V correspondientes a un punto N de abscisa x en el seno de la masa flúida circulante, serán, en el instante t del régimen variable, determinados, como ya sabemos, por las ecuaciones [40] de Allievi que a continuación repetimos,

$$\begin{aligned} y &= y_0 + F_1 \left(t - \frac{x}{a} \right) + F_2 \left(t + \frac{x}{a} \right) \\ V &= V_0 - \frac{g}{a} \left[F_1 \left(t - \frac{x}{a} \right) - F_2 \left(t + \frac{x}{a} \right) \right] \end{aligned}$$

las cuales serán el punto de partida para la deducción de las leyes que constituyen el método de Bergeron.

Por lo que se refiere a la naturaleza de la función F_1 , ya habíamos indicado que al hacer en la misma $x = at + C_1$ (siendo C_1 una constante), lo cual equivale a desplazarse por la tubería en el sentido de las x positivas (de A hacia B) con velocidad a , resulta:

$$F_1 \left(t - \frac{x}{a} \right) = F_1(C) = \text{Const.} \quad [344]$$

Asimismo, ya vimos, cómo al hacer $x = -at +$

$+ C_2$ en la función F_2 (siendo C_2 constante), es decir, al considerar un desplazamiento a lo largo de la conducción con velocidad $-a$ (movimiento de B hacia A), resultaba, a su vez

$$F_2 \left(t + \frac{x}{a} \right) = F_2(C') = \text{Const.} \quad [345]$$

Llegábase en consecuencia a la conclusión de que tanto la función F_1 como la F_2 , variables ambas con x y t , conservan en cambio un valor constante, la primera, para un observador que se desplace por la tubería con una velocidad a en el sentido de las x positivas (del obturador al depósito alimentador), y la segunda, para el observador que se desplace por la tubería con una velocidad a en el sentido de las x positivas (del depósito hacia el obturador). Por lo tanto, al tener esto último en cuenta, ya habíamos visto cómo las ecuaciones [40] de Allievi expresan que: *la sobretensión y $-y_0$ de régimen variable en un punto determinado de la tubería y en un instante t contado a partir del principio de la perturbación, resulta de la superposición de dos ondas F_1 y F_2 que se trasladan por la conducción con velocidades iguales y en sentido contrario, y que se cruzan en dicho punto y en el referido instante. Asimismo, el incremento de velocidad $V - V_0$ en el mismo punto e instante es la diferencia*

de las mismas ondas multiplicadas por $-\frac{g}{a}$. En cuanto

to a la velocidad de propagación de las ondas expresadas por la ecuación [43], a continuación la repetimos.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{18,3 + K \frac{D}{e}}} \quad [\text{m/s}]$$

recordando que D es el diámetro de la tubería, e su espesor, y K un coeficiente que caracteriza el material de que está constituida y tiene los valores siguientes:

Hierro y acero:	$K = 0,50$
Fundición:	$K = 1,00$
Plomo:	$K = 5,00$

Sea ahora un punto N de abscisa x en el seno de la masa líquida que circula por la tubería (fig. 40), y supongamos conocidas en el mismo, la presión y_{tx} y la velocidad V_{tx} correspondientes al instante t de régimen variable.

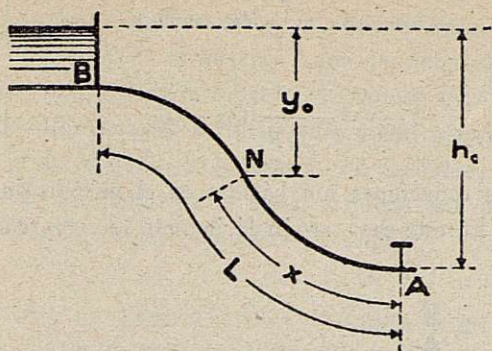


Fig. 40.

Las ecuaciones [40] de Allievi, antes repetidas, nos dan para el punto N en el instante t los siguientes valores:

$$\left. \begin{aligned} y_{tx} - y_0 &= F_{1tx} + F_{2tx} \\ V_{tx} - V_0 &= -\frac{g}{a} [F_{1tx} - F_{2tx}] \end{aligned} \right\} [346]$$

en los que F_{1tx} y F_{2tx} son los valores que toman las ondas $F_1 \left(t - \frac{x}{a} \right)$ y $F_2 \left(t + \frac{x}{a} \right)$ al cruzarse en el punto N en el instante t . Si suponemos ahora un observador que parta de dicho punto N en el instante t y siga la onda F_{1tx} , la cual, según sabemos, se desplaza con la velocidad a por la tubería en el sentido de las x positivas (de A hacia B), para este observador F_{1tx} permanecerá constante y encontrará en los distintos puntos de su recorrido a lo largo de la conducción ondas F_2 que desplazándose en sentido contrario tomarán en dichos puntos valores cualesquiera; por lo tanto, el estado del medio que aprecia el observador en su recorrido en un instante t vendrá expresado por las ecuaciones

$$\left. \begin{aligned} y - y_0 &= F_{1tx} + F_2 \\ V - V_0 &= -\frac{g}{a} [F_{1tx} - F_2] \end{aligned} \right\} [347]$$

en las que y y V varían con F_2 , ya que F_{1tx} se mantiene constante. Restando las dos primeras de [346] y [347], y después las dos segundas se tiene el sistema

$$\left. \begin{aligned} y_{tx} - y &= F_{2tx} - F_2 \\ V_{tx} - V &= \frac{g}{a} [F_{2tx} - F_2] \end{aligned} \right\} [348]$$

que puesto en la forma siguiente:

$$\left. \begin{aligned} y_{tx} - y &= F_{2tx} - F_2 \\ \frac{a}{g} (V_{tx} - V) &= F_{2tx} - F_2 \end{aligned} \right\} [349]$$

nos da, al comparar sus segundos miembros, la importante ecuación:

$$y_{tx} - y = \frac{a}{g} (V_{tx} - V) [350]$$

que relaciona las velocidades V y las presiones y de los puntos que encuentra a su paso un observador que parta en el instante t de un punto N de abscisa x cuya presión y_{tx} y velocidad V_{tx} son conocidas y siga a la onda F_{1tx} en su recorrido positivo.

Como la ley que expresa la ecuación [350] es lineal, podemos enunciarla, refiriéndonos a la figura 41, como sigue: Si en un sistema de ejes coordenados rectangulares tomamos las velocidades por abscisas y las presiones por ordenadas, los valores de las velocidades V y las presiones y en los puntos que encuentra a su paso un observador que parta de un punto N de abscisa x en el instante t , y se desplace a lo largo de la tubería con velocidad a en el sentido positivo, son los correspondientes a la recta indefinida NB que tiene por coeficiente angular $\operatorname{tg} \gamma = \frac{a}{g}$, y pasa por dicho punto N , cuyas coordenadas son V_{tx} y y_{tx} .

Asimismo, si un observador parte en el instante t del punto N y recorre la tubería en sentido negativo (de B hacia A) con velocidad a siguiendo la onda F_{2tx} , para este observador permanecerá F_{2tx} constante y encontrará en los distintos puntos de su recorrido a lo largo de la conducción, ondas F_1 que, desplazándose en sentido contrario, tomarán en dichos puntos valo-

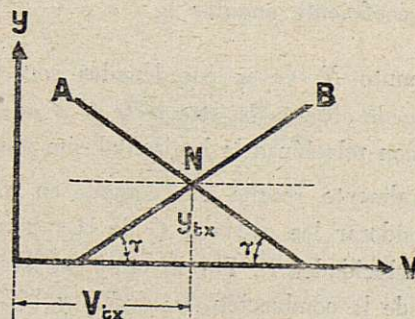


Fig. 41.

res cualesquiera; por lo tanto, el estado del medio que aprecia en su recorrido el observador, vendrá expresado para un instante t , por las ecuaciones

$$\left. \begin{aligned} y - y_0 &= F_1 + F_{2tx} \\ V - V_0 &= -\frac{g}{a} [F_1 - F_{2tx}] \end{aligned} \right\} [351]$$

Restando las dos primeras [346] y [351], y después las dos segundas, se tiene el sistema

$$\left. \begin{aligned} y_{tx} - y &= F_{1tx} - F_1 \\ V_{tx} - V &= -\frac{g}{a} [F_{1tx} - F_1] \end{aligned} \right\} [352]$$

que puesto en la forma siguiente:

$$\left. \begin{aligned} y_{tx} - y &= F_{1tx} - F_1 \\ -\frac{a}{g} (V_{tx} - V) &= F_{1tx} - F_1 \end{aligned} \right\} [353]$$

nos da, al comparar sus segundos miembros, la ecuación

$$y_{tx} - y = -\frac{a}{g} (V_{tx} - V) [354]$$

que relaciona las velocidades V y las presiones y de los puntos que encuentra a su paso un observador que parta en el instante t de un punto N de abscisa x , cuya presión y_{tx} y la velocidad V_{tx} son conocidas, y siga a la onda F_{2tx} en su recorrido negativo.

Refiriéndonos a la figura 41, resulta, similarmente al caso anterior, que los valores de las velocidades V y las presiones y en los puntos que encuentra a su paso un observador que parta de un punto N de abscisa x en el instante t , y se desplace a lo largo de la tubería con velocidad a en sentido negativo (de B hacia A), son los correspondientes a la recta indefinida NA , que tiene por coeficiente angular $\operatorname{tg} \gamma = -\frac{a}{g}$, y pasa por

dicho punto N , cuyas coordenadas son V_{tx} y y_{tx} ; como puede observarse, esta recta NA es simétrica de la NB con relación a la horizontal que pasa por N .

Generalmente, resulta más cómodo en las aplicaciones considerar los caudales Q de la tubería en lugar de las velocidades V . Por lo tanto, si llamamos F la sección de la conducción, las [350] y [354] nos dan el sistema

$$\left. \begin{aligned} y_{tx} - y &= \frac{a}{gF} (Q_{tx} - Q) \\ y_{tx} - y &= -\frac{a}{gF} (Q_{tx} - Q) \end{aligned} \right\} [355]$$

cuyas ecuaciones son básicas en el método de Bergeon. En este caso, según fácilmente se comprende, que-

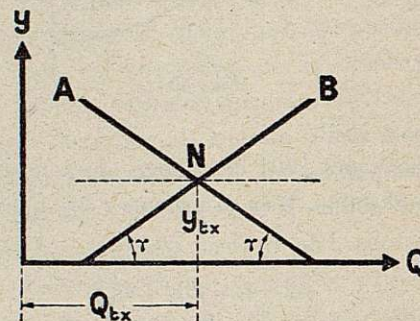


Fig. 42.

da representado el fenómeno en un sistema coordenado (fig. 42), cuyas ordenadas son, como antes, las presiones y y cuyas abscisas expresan los caudales Q . Además, las dos rectas simétricas NB y NA que se cruzan en el punto N de coordenadas y_{tx} y Q_{tx} , tienen los siguientes coeficientes angulares:

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \gamma &= \frac{a}{gF} \\ \operatorname{tg} \gamma' &= -\operatorname{tg} \gamma = -\frac{a}{gF} \end{aligned} \right\} [356]$$

los cuales no dependen ni de la magnitud de las ondas F_1 y F_2 , ni de los caudales Q , ni tampoco de las presiones y , sino única y exclusivamente de la naturaleza del líquido circulante y del material y dimensiones de la tubería, y que constituye, en consecuencia, unas constantes del medio.

Obtenidas, por lo tanto, dos series de rectas paralelas cuyos coeficientes son los indicados en las [356], los diferentes puntos de dichas rectas representarán todos los estados del fluido que va encontrando un observador al desplazarse con velocidad a a lo largo de la tubería en un sentido o en otro. Dichas series de rectas nos permitirán obtener para cualquier instante t el estado del medio en cualquier sección de la conducción; bastará para ello partir de un punto cuyo es-

tado se conoce en un instante t_1 tal, que se llegue a la sección en estudio en el instante t que nos interesa. En los extremos A y B de la tubería, el régimen (γ, Q) en cualquier instante suele ser conocido, y ello permite la aplicación del método de Bergeron con facilidad, pues proporciona un punto de la recta, y queda ésta determinada por conocerse el coeficiente angular.

APLICACIÓN AL CASO DE UNA TUBERÍA HORIZONTAL DE CARACTERÍSTICA ÚNICA QUE PARTE DE UN DEPÓSITO DE GRANDES DIMENSIONES Y ESTÁ DOTADA EN SU EXTREMO, DE UN OBTURADOR

Explicados los fundamentos del método de Bergeron, a continuación y para su mejor comprensión, vamos a aplicarlo al caso de una tubería horizontal de característica única, que partiendo de un depósito suficientemente grande para poder considerar la superficie de nivel del mismo como de reflexión total, tiene en su extremo un regulador del caudal que alimenta a una turbina.

Trátase de la tubería forzada AB de longitud L que aparece en la parte inferior de la figura 43, en la cual vamos a estudiar por el método gráfico las sobrepresiones producidas en un cierre lineal y completo del obturador A . Para simplificar, supondremos que el tiempo total de cierre es

$$T = 2\mu = \frac{4L}{a}$$

y tomaremos como unidad de tiempo

$$\frac{1}{2}\mu = \frac{L}{a}$$

de manera que dicho cierre se efectuará en 4 unidades de tiempo.

Tratándose de un cierre lineal y completo y siendo σ_0 la máxima apertura del obturador la correspondiente a un tiempo t , vendrá dada por la ecuación

$$\sigma_t = \sigma_0 \left(1 - \frac{t}{T}\right) \quad [357]$$

y como, por ser $\frac{\mu}{2}$ la unidad de tiempo, siempre po-

demos considerar $t = i \frac{\mu}{2}$, siendo i un número ente-

ro, la última expresión puede transformarse, al tener en cuenta que $T = 2\mu$, en la siguiente:

$$\sigma_t = \sigma_0 \left(1 - \frac{i}{4}\right) \quad [357]$$

en la que i nos indica las unidades de tiempo transcurridas desde el comienzo del cierre. Según la última expresión, las aperturas del obturador al final de los tiempos 1, 2, 3 y 4, respectivamente, serán:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{3}{4} \sigma_0 & \sigma_3 &= \frac{1}{4} \sigma_0 \\ \sigma_2 &= \frac{1}{2} \sigma_0 & \sigma_4 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad [358]$$

Con las anteriores aperturas de obturador, los caudales correspondientes vendrán en función de la carga h , teniendo las siguientes expresiones:

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= \frac{3}{4} \sigma_0 m \sqrt{2gh} \\ Q_2 &= \frac{1}{2} \sigma_0 m \sqrt{2gh} \\ Q_3 &= \frac{1}{4} \sigma_0 m \sqrt{2gh} \\ Q_4 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad [359]$$

en las que m es un coeficiente constante.

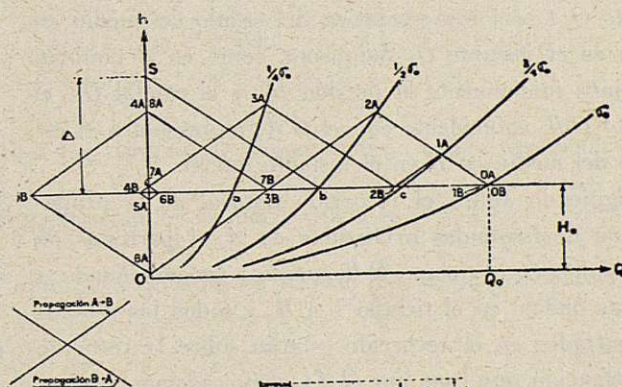


Fig. 43.

En la figura 43 aparece el diagrama (h, Q) en el que hemos representado las parábolas correspondientes al cierre lineal en el obturador, que expresadas por las ecuaciones [359] constituyen las *curvas características*

(h , Q) de la turbina, las cuales, caracterizando las constantes del medio en el límite A , son una serie de parábolas afines con eje de afinidad Oh , y dirección OQ . En consecuencia, al trazar una recta cualquiera paralela al eje OQ , por ejemplo la correspondiente a H_0 , la intersección de esta recta con las parábolas citadas determinará segmentos proporcionales a las aperturas $\sigma_1, \sigma_2, \dots$, según se desprende de las [359].

También aparece en el diagrama (h , Q) de la figura 43 la recta horizontal distante del eje OQ la magnitud H_0 , que corresponde a la presión existente siempre en el extremo B , sea cual sea el caudal circulante por la tubería; esta recta paralela al eje OQ y distante H_0 del mismo, constituye por lo tanto la *característica de extremidad de B*.

Ahora bien, si estudiamos un cierre lineal y completo efectuado en un tiempo $T = 2\mu$, siendo Q_0 el caudal inicial que circula por la tubería, comenzaremos por determinar las rectas de propagación que con coeficientes

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{a}{gF}$$

$$\operatorname{tg} \gamma = -\frac{a}{gF}$$

aparece también en la figura 43. Después, al tener en cuenta que en el instante inicial tenemos en A la presión H_0 y circula un caudal Q_0 por dicha sección, el punto OA será representativo del estado del medio en A y en el instante O . Asimismo, como en B también tenemos inicialmente la presión H_0 y el caudal Q_0 , el punto OB , coincidente con el OA , representará el estado del medio en B en el instante inicial.

Siguiendo ahora el recorrido natural de la propagación de las ondas originadas en A , si partimos de este punto en el tiempo O llegaremos (acompañando a dichas ondas) en el tiempo 1 a B , y todos los estados encontrados en el recorrido estarán sobre la recta de propagación que pasa por OA ; como, además, la presión es siempre H_0 en el punto B , la intersección de dicha recta de propagación con la característica de extremidad de B nos dará el punto $1B$, que coincide con el OA y OB representa el estado del medio en el tiempo 1 en B . Saliendo ahora en el tiempo 1 de B (como siempre, con la velocidad a) llegaremos a A en el instante 2 y todos los estados encontrados en el recorrido

estarán en la recta de propagación $OA-2A$ de coeficiente angular $\frac{a}{gF}$; pero en el instante 2 la ley de cierre del obturador nos da

$$Q_2 = \frac{1}{2} m \sigma_0 \sqrt{2gh} \quad [360]$$

según se desprende de las [359], y, por lo tanto, el estado de la sección A en el tiempo 2 vendrá representado en el diagrama (h , Q) por un punto de funcionamiento del conjunto tubería-turbina y habrá de estar en la intersección de las curvas características de una y otra. El punto $2A$, intersección de la recta $OA-2A$ y la parábola definida por la ecuación [360], nos define, pues, el estado del medio en A , en el tiempo 2.

Si continuamos siguiendo la onda con velocidad a y partimos de A en el tiempo 2, llegaremos a B en el instante 3; todos los estados que encontremos en el recorrido estarán en la recta de propagación $2A-3B$ de

coeficiente angular $\frac{a}{gF}$, y la intersección de esta recta

característica de la tubería con la característica del depósito (característica de B) nos dará el punto $3B$, que define el estado del medio en el tiempo 3 en B .

Partiendo a su vez de B en el tiempo 3 llegaremos a A en el tiempo 4, instante en el que estando terminado el cierre el caudal circulante por A será nulo; en consecuencia, el punto que caracteriza el estado del medio en A para el instante 4 habrá de estar en el eje Oh . Y como también estará en la recta de propagación

$3B-4A$ de coeficiente angular $-\frac{a}{gF}$ el punto $4A$ que

define el estado del medio en A al fin del tiempo 4, quedará determinado por la intersección de la recta $3B-4A$ con el eje Oh .

Al volver a reflejarse la onda en A llega a B en el instante 5 (después de concluido el cierre sigue, según se sabe, el fenómeno de reflexión de ondas) y el estado del medio en este último punto se obtiene por intersección de la recta de propagación $4A-5B$ con la horizontal que situada a la altura H_0 en el eje OQ constituye la característica de extremidad de B . El punto $5B$ constituye, pues, el estado del medio en B en el instante 5; podemos observar que en este instante el caudal circulante por B es negativo y que ocurre como si el cie-

re en A hubiera producido una contravelocidad de sentido AB , que primero ha disminuído el caudal inicial y después lo ha anulado e incluso invertido de signo. Este caudal negativo se consigue a costa de la elasticidad de la tubería, pues, cerrado el obturador no hay aportación alguna. Continuando en la misma forma obtendríamos los puntos $6A$, $7B$, $8A$; todos los A en el eje Oh por ser el caudal circulante nulo, ya que tenemos el obturador cerrado, y todos los B en la horizontal característica del depósito.

Como el punto $8A$ coincide con el $4A$, en lo sucesivo se repetirán los puntos $5B$, $6A$, $7B$, etc., dando lugar a una oscilación periódica de período $2\mu = 2 \frac{2L}{a} = T$, tiempo de cierre, cosa que ya se dedujo al desarrollar la teoría de Allievi.

Para completar el estudio de la ley de cargas ante el obturador A , seguiremos las ondas, ahora partiendo del punto B en el tiempo O . Llegaremos de tal forma a A en el instante 1 y los estados del medio que encontraremos en el trayecto estarán en la recta $OB2A$; en el tiempo 1 en A el caudal vendrá expresado por la siguiente relación:

$$Q_1 = \frac{3}{4} m \sigma_0 \sqrt{2gh} \quad [361]$$

de las [359]. Por lo tanto, al considerar las razones hasta ahora expuestas, el punto $1A$ que define el estado medio en A , en el instante 1 habrá de estar en la intersección de la parábola característica [361] y la línea de propagación $OB2A$. De análoga manera a como ya se ha explicado obtendremos en el gráfico (h, Q) de la figura 43, los puntos $2B$, $3A$, $4B$ y a partir de este último, los $5A$, $6B$, $7A$ y $8B$; coincide este último con $4B$, lo que motiva una oscilación de período $2\mu = T$, como ya se dedujo al estudiar en la teoría de Allievi la aplicación de sus series concatenadas. Como entonces ya se dijo, las oscilaciones citadas, que se producen una vez determinado el cierre, son, en realidad, amortiguadas, lo que es debido a las pérdidas de carga que no se consideran en la teoría de Allievi ni en el presente ejemplo del método gráfico de Bergeron, derivado de aquélla.

Con la ley lineal considerada en el obturador, vamos

a estudiar un cierre parcial a partir de una apertura de aquél, que precise un tiempo $\tau = \frac{2L}{a}$ para que ocurra la obturación total.

Entonces tendremos que el estado inicial del medio en A vendrá representado por el punto b , en el cual la presión es H_0 y el caudal $\frac{Q_0}{2}$. El observador que

parta de A en el tiempo O llegará a B en el instante 1, en el cual, como siempre, $h = H_0$, y, según ya sabemos, el punto b representará a $1B$, estado del medio en el instante 1 en B . Saliendo de B en el tiempo 1 llegaremos a A en el tiempo 2 equivalente a $\frac{2L}{a}$ y en ese

instante habrá quedado cerrado el obturador. Por lo tanto, el estado del medio en A en el instante 2 habrá de ser un punto que se encuentre en el eje Oh y además en la recta de propagación bS de coeficiente angular $\frac{a}{gF}$. La sobrepresión Δ que sufre el obturador en dicho instante se deduce observando la figura 43, como sigue:

$$\Delta = \frac{1}{2} Q_0 \operatorname{tg} \gamma = \frac{1}{2} Q_0 \frac{a}{gF} = \frac{1}{2} \frac{Q_0 a}{F g} = \frac{a V_0}{2g} = \frac{2L a V_0}{2g 2L} = \frac{2L V_0}{4L} = \frac{2L V_0}{gT} \quad [362]$$

y como el tiempo que correspondería a una operación completa en la ley de cierre citada es $T = 4 \frac{\mu}{2} = \frac{4L}{a}$, la anterior expresión se transforma en la siguiente:

$$\Delta = \frac{2L V_0}{gT} \quad [363]$$

Este resultado confirma lo deducido por el profesor Galí en su método de cálculo de las sobrepresiones y depresiones máximas-maximórum, que se desarrolló al principio de este estudio. En el citado método de Galí se demostraba que en cierres lineales lentos, como es el presente ($T = 2\mu > \mu$), había una operación parcial

que daba la sobrepresión máxima, y que esta operación parcial era la correspondiente a una apertura inicial

del obturador tal que exigiera un tiempo $\tau = \frac{2L}{a}$

para llegar a la obturación completa, siendo el valor del golpe de ariete en cuestión el correspondiente a la fórmula de Micheaud.

El método de Bergeron que acaba de explicarse abre amplio campo al estudio de las sobrepresiones por golpe de ariete, tanto en conducciones de característica única como de característica variable, y su aplicación en estas últimas se lleva a cabo considerando que al variar la característica de la tubería, y, en consecuencia, la propagación a , variará también la inclinación de las rec-

tas características $\left(\operatorname{tg} \gamma = \pm \frac{a}{gF} \right)$, y en el gráfico correspondiente aparecerán líneas quebradas que partiendo de puntos cuyo estado se conoce nos llevarán a la resolución del problema.

Por ser el objeto primordial del estudio que aquí termina, el hacer una síntesis de la teoría de Allievi

con su aplicación a las conducciones complejas dotadas de chimeneas de equilibrio, hubiéramos terminado ya este trabajo una vez tratado el tema, mas el método gráfico de Bergeron está alcanzando importancia tal en la técnica, que nos ha parecido oportuno el analizar los fundamentos del mismo, y hacer además una aplicación sencilla que contribuyendo a su comprensión familiarice al lector con aquél, cuyas aplicaciones en el estudio de los más complejos problemas de régimen variable (tuberías de bifurcación, abastecimientos de aguas, fenómenos de resonancia, puesta en marcha de bombas centrífugas, sistemas dotados de chimeneas de equilibrio, etc.) son tan eficaces y de utilidad tal, que merecen un estudio especial.

Observación.—Aun cuando no se ha indicado en el presente trabajo, fácilmente se concibe que, cuando el obturador situado en el extremo de la conducción regula el caudal que alimenta una turbina dotada de tubo de aspiración, habrá siempre que sumar, en todos los cálculos que preceden, al desnivel entre el depósito de extremidad y dicho obturador, la altura de aspiración.

N.º 183. - Un método para la prospección geofísica en cauces estrechos y profundos

Autor: D. MARIANO FERNÁNDEZ BOLLO

Ingeniero de Caminos

I

ANTECEDENTES

La ciencia geofísica se aplicó, en primer lugar, a los estudios mineros y al reconocimiento de objetos enterrados, por lo cual sus métodos se han polarizado en este sentido.

Pero en sus aplicaciones a obras se encuentran, a veces, problemas de planteo diferente y poco tratados por los autores que se ocupan en estas materias.

Así sucede con la prospección en las cerradas adecuadas para el establecimiento de presas y diques, en las cuales no son admisibles las hipótesis de capas horizontales indefinidas, contorno plano, etc., que permiten aplicar la teoría de Maxwell a los casos ordinarios.

Ante la importancia del problema, el equipo que trabaja para varias entidades bajo la dirección del autor, ha realizado durante varios meses una investigación, cuyos resultados se recogen aquí y que permiten un trabajo fácil de interpretación en casos análogos al estudiado en el río Tajo.

En la exposición siguiente se establecen cinco apartados para un mejor orden y que se titulan:

- I. Antecedentes.
- II. Teoría fundamental.
- III. Ensayo en modelo.
- IV. Método de interpretación.
- V. Aplicación al río Tajo.

II

TEORÍA FUNDAMENTAL

1) PARTE GENERAL

Recordamos brevemente la teoría aplicable a este caso, que es de general conocimiento, y que puede consultarse en el Heiland (C. A.) Geophysical Exploration y demás textos clásicos de prospección.

La teoría física más usual en prospección resistiva se funda esencialmente en el artificio de las imágenes de Maxwell para el estudio de la propagación de la corriente en un sólido con partes homogéneas e isotropas de distintas conductividades.

De una a otras rocas, o bien, de una zona alterada a otra sana, hay diferencias notables de conductividad que se reflejan inmediatamente en la distribución de la corriente, al circular por el terreno, lo cual permite medidas que pueden relacionarse con ella.

Prácticamente, tanto la entrada como la salida de la corriente ha de realizarse por medio de electrodos que, relativamente a las dimensiones del problema, pueden considerarse como puntuales. También las medidas de tensiones se hacen con tomas puntuales y, dado que la conductividad del suelo es casi exclusivamente de tipo electrolítico (1), se pueden producir fenómenos de polarización que deben tenerse en cuenta para efectuar las medidas simultáneamente, ya que variarán con el tiempo las corrientes en circulación y los potenciales que hay que medir, razón por la cual se emplean con profusión los conmutadores corrientes. Sin embargo, la conmutación rápida de la misma crea una corriente alterna que, para grandes dimensiones, presenta graves inconvenientes, por los efectos de capacidades y autoinducciones, lo cual limita la frecuencia si se quiere que los métodos de cálculos establecidos sean ciertos, especialmente, en grandes dimensiones. Para centenares de metros se suele poder llegar a 50 p/s., pero, en medidas de la Societe de Prospection, Procédés Schuemberger de 200 Km. de amplitud, no se podía pasar de 1/2 p/s., y aun menos (Geophys. Prosp., 1932, AIME).

El estudio matemático de un espacio tridimensional heterogéneo sometido a una corriente de las características asimilables a continua, es bastante complicado en la mayor parte de los casos. En la práctica se emplean hipótesis simplificadoras del problema o se recurre al método de modelos reducidos. Un modo sencillo de abordar el problema matemáticamente, es suponer planas las superficies de separación de los distintos medios conductores. Se puede desarrollar entonces una «Teoría de las imágenes» (2) (3), de la cual, como primer paso, podemos establecer el de un plano π que separa un semiespacio P_1 de resistividad ρ_1 de otro P_2 de resistividad ρ_2 y un electrodo P pun-

tual, del cual pasa al espacio una intensidad I (amperios) (fig. 1).

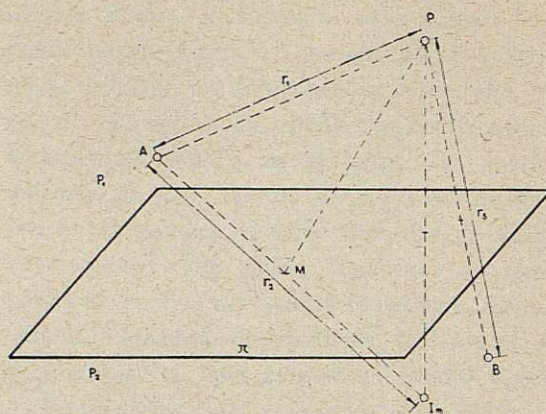


Fig. 1

El potencial en un punto tal como el A (semiespacio P_1) se debe a una circulación a través del semiespacio P_1 y otra que, en parte, afecta al P_2 . Estos dos sumandos V_{A1} y V_{A2} los podemos expresar, según la teoría ordinaria del potencial

$$V_{A1} = \frac{\rho_1 I}{4\pi} \cdot \frac{1}{r_1} \quad V_{A2} = \frac{\rho_1 I}{4\pi} \cdot \frac{K}{r_2}$$

donde K es el coeficiente equivalente a las «pérdidas por reflexión» y que también se puede considerar como «factor de contacto» del segundo medio respecto al punto P.

El potencial total en A será:

$$V_A = \frac{\rho_1 I}{4\pi} \left(\frac{1}{r_1} + \frac{K}{r_2} \right) \quad [1]$$

Si consideramos un punto B en el segundo medio, tendremos:

$$V_B = \frac{\rho_1 I}{4\pi r_3} (1 - K) \quad [2]$$

obtenido teniendo en cuenta que el segundo medio pierde la parte de corriente que se «refleja» en su superficie. Suponiendo que A y B coinciden en un punto de la superficie de separación, cada uno en su cara correspondiente, dado que no es admisible una diferencia finita de potencial, podemos establecer:

$$K = \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_2 + \rho_1} \quad [3]$$

Con estas sencillas fórmulas podemos determinar la teoría del subsuelo en una forma simple.

(1) R. O. P., enero 1941.—M. F. Bollo.

(2) J. H. Jeans. Mathematical Theory of Electricity and Magnetism, 4th ed. Cambridge Univ Press 1923.

(3) F. Tolke. Die geophysikalische baugrunduntersuchung besonderer Berücksichtigung der geoelektrischen aufschlussverfahren. «Bavingenicua» 1937; p. 271.

2) CAMPO CREADO POR UNA CIRCULACIÓN EN SUBSUELO HOMOGÉNEO

Con la teoría anterior, si en un suelo cuyo substratum sea uniformemente resistivo (fig. 2) se colocan

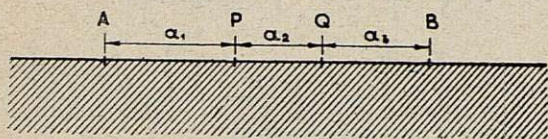


Fig. 2

dos electrodos A y B y se hace circular por ellos una intensidad I, se producirá una diferencia de tensión V_s entre otros dos puntos P y Q colocados en línea con ellos.

De acuerdo con la figura:

$$V_s = V_P - V_Q$$

que se pueden expresar en la forma:

$$V_P = V_{PA} + V_{PB} \quad V_Q = V_{QA} + V_{QB}$$

Siguiendo el método del párrafo 1, para un espacio homogéneo:

$$V_{PA} = \frac{\rho_1 I}{4\pi} \cdot \frac{1}{a}; \quad V_{PB} = \frac{\rho_1 I}{4\pi} \cdot \frac{1}{a_2 + a_3};$$

$$V_{QA} = \frac{\rho_1 I}{4\pi} \cdot \frac{1}{a_1 + a_2}; \quad V_{QB} = \frac{\rho_1 I}{4\pi} \cdot \frac{1}{a_3}$$

y teniendo en cuenta que se trata de un semiespacio tan sólo, las tensiones reales debidas a la circulación, serán dobles, o sea:

$$V_s = \frac{\rho_1 I}{2\pi} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_3} - \frac{1}{a_1 + a_2} - \frac{1}{a_2 + a_3} \right) \quad [4]$$

Si $a_1 = a_2 = a_3$ (disposición Wenner):
de donde se deduce:

$$\rho_1 = 2\pi a \frac{V_s}{I} \quad [5]$$

Esta fórmula es útil en general para hallar la resistividad aparente ρ_e en los casos en que el subsuelo no es homogéneo.

3) CASO DE ELECTRODOS SUMERGIDOS

Si suponemos un subsuelo homogéneo con electrodos introducidos a profundidades h_1, h_2, h_3 , y h_4 y de resistividad ρ_1 tendremos, con la notación anterior:

$$V_s = \frac{\rho_1 I}{4\pi} \left(\frac{1}{AP} + \frac{1}{A^1P} + \frac{1}{BQ} + \frac{1}{B^1Q} - \frac{1}{BP} - \frac{1}{AQ} - \frac{1}{B^1P} - \frac{1}{A^1Q} \right) \quad [6]$$

Haciendo uso del teorema de Pitágoras se puede expresar en la forma:

$$V_s = \frac{\rho_1 I}{4\pi} \left(\frac{1}{\sqrt{a_1^2 + (h_1 - h_2)^2}} + \frac{1}{\sqrt{a_1^2 + (h_1 + h_2)^2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{a_3^2 + (h_3 + h_4)^2}} \right)$$

poco cómoda, por lo que resulta preferible en la práctica dibujar la sección y medir sobre ella las distancias.

Si designamos por $a'_1, a'_2, a'_3, h'_1, h'_2, h'_3, h'_4$ a los coeficientes adimensionales:

$$\frac{a_1}{l}; \frac{a_2}{l}; \text{etc. } (a_1 + a_2 + a_3 = 2l)$$

tendremos:

$$V_s = \frac{\rho_1 I}{4\pi l} \left(\frac{1}{\sqrt{a'^2_1 + (h'_1 - h'_2)^2}} + \frac{1}{\sqrt{a'^2_1 + (h'_1 + h'_2)^2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{a'^2_3 + (h'_3 + h'_4)^2}} \right) \quad [7]$$

denominando λ al paréntesis:

$$\rho_1 = \frac{4\pi l}{\lambda} \cdot \frac{V_s}{I} \quad [8]$$

fórmula análoga a la [6] y del mismo significado para las prospecciones resistivas subacuáticas en ríos o puertos.

Para el caso más sencillo en que:

$$a_1 = a_2 = a_3 = \frac{2}{3}l$$

$$h_1 = h_2 = h_3 = h = \frac{1}{3}l$$

tendríamos:

$$V_s = \frac{\rho_1 I}{4\pi l} \left(\frac{3}{2} + \frac{3}{\sqrt{1+9v^2}} - \frac{3}{\sqrt{4+9v^2}} \right) \quad [9]$$

La curva de la figura 3 nos indica cómo varía con h , pasando desde el valor $\lambda = 3$, que corresponde a la fórmula, hasta el 1,5, que es el que habría de emplearse en un espacio homogéneo conductor.

4) SUBSUELO CON DOS CAPAS

Si suponemos dos capas de resistividades ρ_1 y ρ_2 (fig. 4) y unos electrodos para prospección resistiva con la disposición Wenner, dando un espesor h a la primera capa y prácticamente indefinida la segunda, tendremos un caso de gran aplicación práctica.

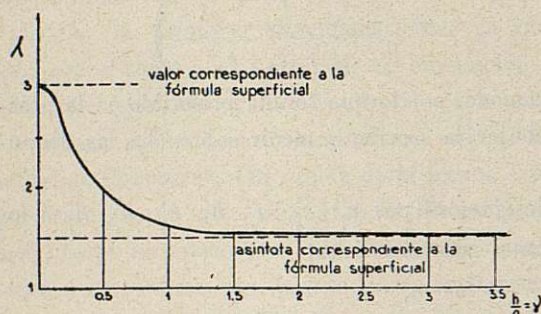


Fig. 3

De acuerdo con los cálculos anteriores:

$$V_s = V_P - V_Q$$

y por otra parte:

$$V_P = V_{PA} + V_{PB} + V_{PA'} + V_{PB'} + V_{PA''} + \dots$$

$$V_Q = V_{QA} + V_{QB} + \dots + V_{QA''} + \dots$$

sumas infinitas en las cuales es preciso tener en cuenta la observación ya indicada para el campo isótropo de la superposición A y B de sus simétricos respecto a la superficie del suelo:

$$V_P = \frac{\rho_1 I}{2\pi} \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{2a} + \frac{K}{\sqrt{4h^2 + a^2}} - \frac{K}{\sqrt{2h^2 + a^2}} + \frac{K}{\sqrt{4h^2 + a^2}} + \dots \right) \quad [10]$$

en la cual cada dos términos corresponden a dos imágenes y los A'' B'' y análogas obtenidas respecto a la superficie del suelo en realidad llevarían un numerador $K K'$ que se reduce a K, por ser $K' = 1$, dado que la capa superior del suelo es el aire de resistividad

$\rho = \infty$. La suma de los términos se puede agrupar en la forma:

$$V_Q = \frac{\rho_1 I}{2\pi} \left(-\frac{1}{2a} + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{K^n}{\sqrt{(2nh)^2 + 4a^2}} - 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{K^n}{\sqrt{(2nh)^2 + a^2}} \right) \quad [11]$$

de donde:

$$V_s = \frac{\rho_1 I}{2\pi a} \left[1 + 4 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{K^n}{\sqrt{\left(2n \frac{h}{a}\right)^2 + 1}} - 4 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{K^n}{\sqrt{\left(2n \frac{h}{a}\right)^2 + 4}} \right] \quad [12]$$

que deben unirse a la fórmula [3]:

$$K = \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_2 + \rho_1}$$

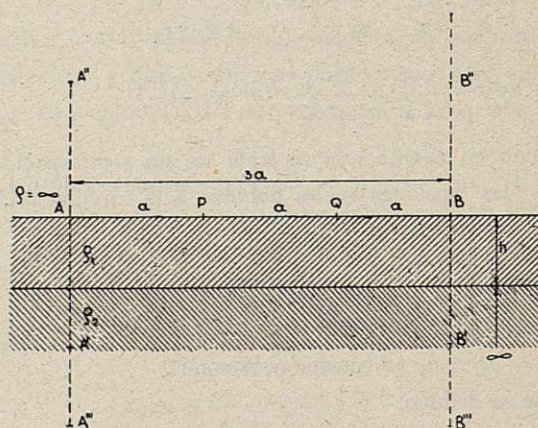


Fig. 4

Desde el punto de vista de la prospección resistiva, podemos observar que V_s , I , a son magnitudes conocidas, mientras que h y K son generalmente las incógnitas del problema.

La resistividad superficial ρ_1 se puede hallar por medidas cortas (a/h muy pequeño). En prospección resistiva generalmente se calcula ρ_e (resistividad eficaz), de acuerdo con lo indicado en el número 2 para

este caso, resulta muy interesante pasar la fórmula [8] a resistividad eficaz por medio de la [5]:

$$\rho_e = 2 \pi a \frac{V_s}{I} = \rho_1 \left[1 + 4 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{K^n}{\sqrt{\left(2n \frac{h}{a}\right)^2 + 1}} - 4 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{K^n}{\sqrt{\left(2n \frac{h}{a}\right)^2 + 4}} \right] \quad [13]$$

Representando $\frac{\rho_e}{\rho_1}$ en función de a/h tendremos un gráfico adimensional que permite resolver, por identificación de la curva obtenida entre las del gráfico, el problema de hallar y h .

El indicado en la fig. 5 es uno clásico debido a Hummel.

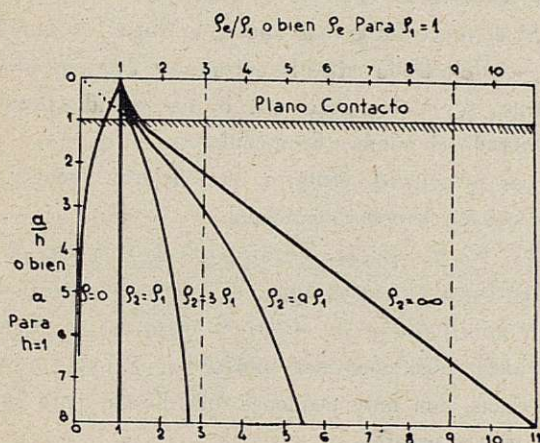


Fig. 5

5) MÉTODO PRÁCTICO PARA HALLAR λ

El cálculo del paréntesis λ indicado para los electrodos sumergidos de que se habla en el párrafo 3:

$$\lambda = \left[\frac{1}{\sqrt{a_1'^2 + (h_1' - h_2')^2}} + \frac{1}{\sqrt{a_1'^2 + (h_1' + h_2')^2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{a_3'^2 + (h_4' + h_3')^2}} \right] \quad [14]$$

es evidentemente muy largo y trabajosísimo para una serie interesante de medidas que, en un caso corriente, pueden ser más de 400. Suponen no menos de 38 operaciones algebraicas por coeficiente, y, por tanto,

un total de operaciones aritméticas ordinarias de más de 25.000, en las cuales no pueden emplearse logaritmos, por el tipo de fórmula de λ .

Ante esta dificultad práctica hallada en el cálculo de λ se procedió de otra forma.

Puesto que la fórmula [14] se ha obtenido por consideraciones geométricas a partir de [8], parece lógico retroceder a la y , substituir los enojosos cálculos por medidas de AP, A'P, BQ, B'Q, etc., hechas con cuidado sobre una sección del río, *dibujada con exactitud*.

Para mayor comodidad de cálculo se han agrupado en λ los términos correspondiente a P, denominándolos E_p , y los a Q reunidos en E_q .

Así, por ejemplo, para el perfil de la fig. 6 tendremos:

$$E_p = \frac{1}{14} - \frac{1}{29} + \frac{1}{8} - \frac{1}{21} = 0,11$$

$$E_q = \frac{1}{19} - \frac{1}{25} + \frac{1}{16} - \frac{1}{17} = 0,01$$

de donde:

$$\lambda = 0,10$$

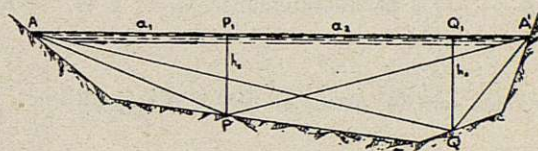


Fig. 6

6) EL CAUCE TEÓRICO

Para razonar podemos considerar un cauce teórico en los dos casos prácticos de cauce limpio (fig. 7) y cauce con aluviones (fig. 8).

En el caso de la fig. 7 sólo intervienen las dimen-

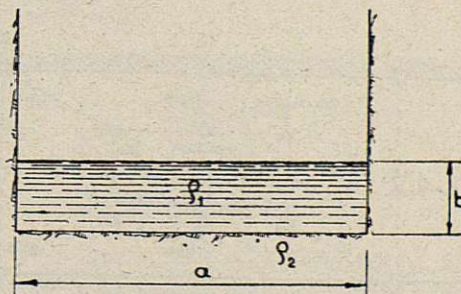


Fig. 7

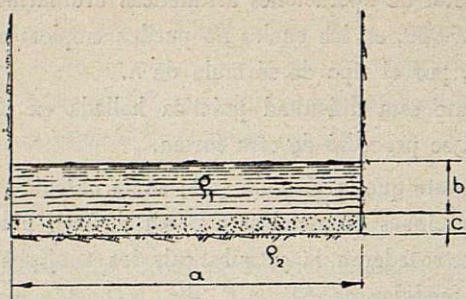


Fig. 8

siones a , anchura del cauce, y b , profundidad. Para una figura unitaria haremos $a = 1$ y, por tanto, la pro-

fundidad será $\frac{b}{a} = h$.

Las resistividades tienen una relación del orden $\frac{\rho_2}{\rho_1} = 100$ para rocas graníticas y a veces, mayor.

En el tipo de la fig. 8, referidas siempre a la anchura unitaria, intervienen las magnitudes $h_1 = \frac{b}{a}$

y $h_2 = \frac{c}{a}$ y las resistividades ρ_1 , ρ_2 y ρ_3 , cuyas re-

laciones son del orden de 100 o más para $\frac{\rho_2}{\rho_1}$ y de

2 a 10 generalmente para $\frac{\rho_3}{\rho_1}$.

7) DISPOSICIÓN DE LAS MEDIDAS

La disposición de los electrodos es conveniente fijarla de una forma de ejecución sencilla y sistemática.

Debe dar el máximo de datos sobre el fondo y lateras, y para ello se adoptó el arreglo de la fig. 9, en

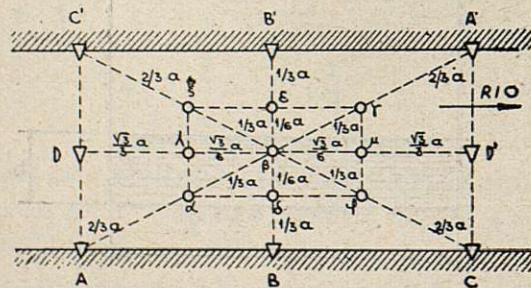


Fig. 9

el cual, según se observa, se ha adoptado una disposición parecida a la clásica Wenner en 4 perfiles alrededor del punto medio de uno BB', transversal.

Se hacen 3 medidas de tensión, en lugar de una, que se designan por 1, 2, 3, con el prefijo del perfil. En la figura:

Medida	Tensión entre electrodos
AA' 1	$\alpha - \gamma$
AA' 2	$\alpha - \beta$
AA' 3	$\beta - \gamma$
BB' 1	$\delta - \epsilon$
BB' 2	$\delta - \beta$
BB' 3	$\rho - \epsilon$
CC' 1	$\varphi - \xi$
CC' 2	$\varphi - \beta$
CC' 3	$\beta - \xi$
DD' 1	$\lambda - \mu$
DD' 2	$\lambda - \beta$
DD' 3	$\beta - \mu$

De esta forma se obtienen 11 medidas en total, que permiten un conocimiento bastante completo para cauces de hasta 20 ó 25 m. de anchura.

Si el cauce fuese más ancho, en lugar de intercalar un solo electrodo entre la entrada de corriente del extremo, se intercalarían dos o más equidistantes aumentando el número de medidas.

Las principales ventajas que hicieron escoger esta disposición son las siguientes:

1) No hay líneas de transporte de corriente al suelo en contacto con el agua, ya que los electrodos quedan inmediatos a la orilla. Se evita así la dificultad de aislar bien una línea sumergida para que no haya pérdidas, aun muy pequeñas, que bastan para producir graves errores.

2) Los electrodos que hay que colocar en el río son sólo 9 para 11 medidas, mientras que en un método usual serían 22, para este mismo resultado.

3) Los electrodos sumergidos se pueden lanzar con cables desde las orillas, si el río es muy turbulento, ya que basta con tender el cable BB' y dos paralelos por $\alpha - \xi$ y $\varphi - \gamma$.

4) El cable de amarre del electrodo β es una referencia fija para los topógrafos a lo largo de todas las medidas hechas en la estación.

5) Fijando los perfiles como BB', el trabajo puede ser continuado por un equipo de forma segura y sin necesidad de consultar continuamente al director del trabajo.

6) La forma radiada en que se hacen las medidas

permite obtener datos acerca de la isotropía o anisotropía del substratum, lo cual basta para saber muchas veces si hay o no aluviones y la importancia relativa de éstos.

8) CÁLCULO DE LA «RESISTIVIDAD EFICAZ APARENTE» A PARTIR DE LAS MEDIDAS Y SITUACIÓN DE LOS RESULTADOS

Para poder aplicar el método del número 5 resulta preciso conocer geométricamente las profundidades de los electrodos. Esto se hace utilizando los propios electrodos como sondas, y el resultado final se obtiene dibujando las secciones en la forma indicada en el número 5), hallando los coeficientes geométricos y, finalmente, por la fórmula del número 3):

$$\rho_e = \frac{4\pi l}{\lambda} \cdot \frac{V_s}{I} \quad [15]$$

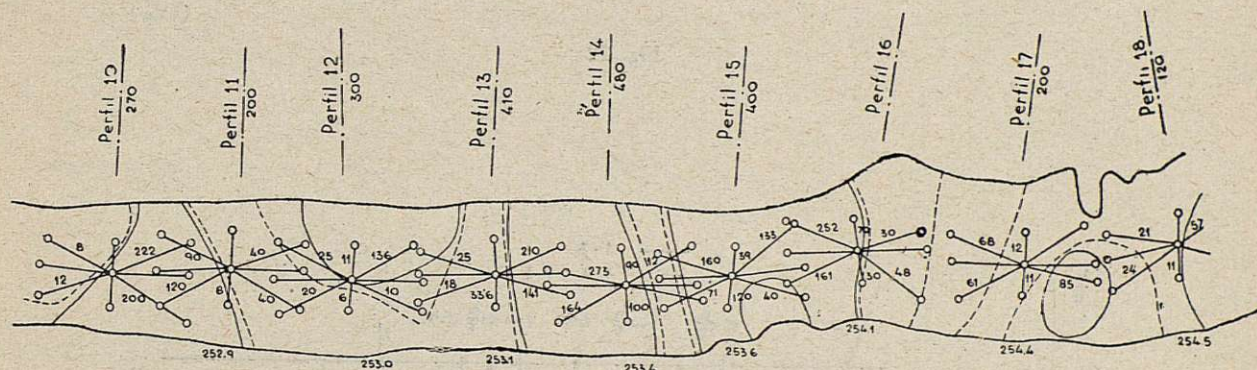


Fig. 10

III

ENSAYO EN MODELO REDUCIDO

Como modelo del río se empleó una cubeta de plástico especial de 6.40.10 cm., en la cual se ponía más o menos agua, para representar más o menos calado.

Cuando se deseaba estudiar el caso de fondo con aluviones, se añadía arena silícea muy fina al fondo, elevando así su resistencia hasta el triple (aproximadamente) de la del agua sola.

La medida de V_s se hizo con un modelo de equipo provisto de voltímetro electrónico simétrico, que ga-

Para el perfil indicado como ejemplo en la fig. 6 resulta:

$$\rho_e = \frac{4\pi \cdot 100 \cdot 10^2}{\alpha 0.0'10} = 14'4 \text{ k}\Omega/\text{m}$$

y corresponde a un caso de río de agua muy silícea, con cauce en roca completa de 250 K Ω /m.

Los valores obtenidos, para facilitar el trabajo de interpretación, pueden llevarse sobre un gráfico indicando en forma adecuada las medidas de los tipos AA' 1, BB' 1, etc., que corresponden a penetraciones mayores para distinguirlas de las AA' 2, BB' 2, etc., más superficiales.

Así se ha hecho con las de la fig. 10, que pertenecen a una parte de una cerrada explorada en el río Tajo.

rantiza una gran exactitud de medida. Los electrodos se dispusieron como indica la fig. 11.

Con el fin de obtener escalas aceptables en la práctica, se tomó para representar las medidas ρ_e/ρ en escala logarítmica.

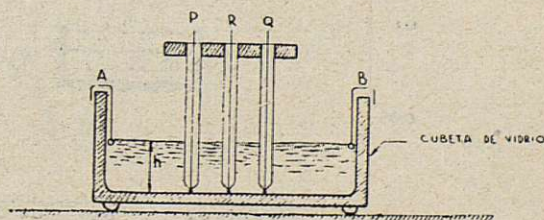


Fig. 11

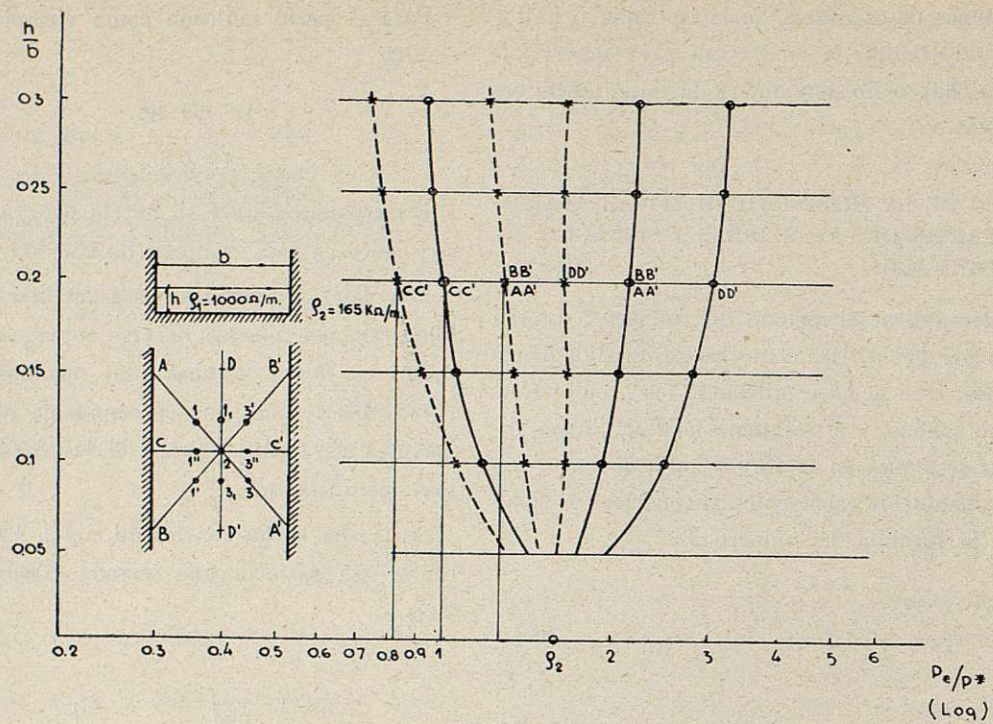


Fig. 12

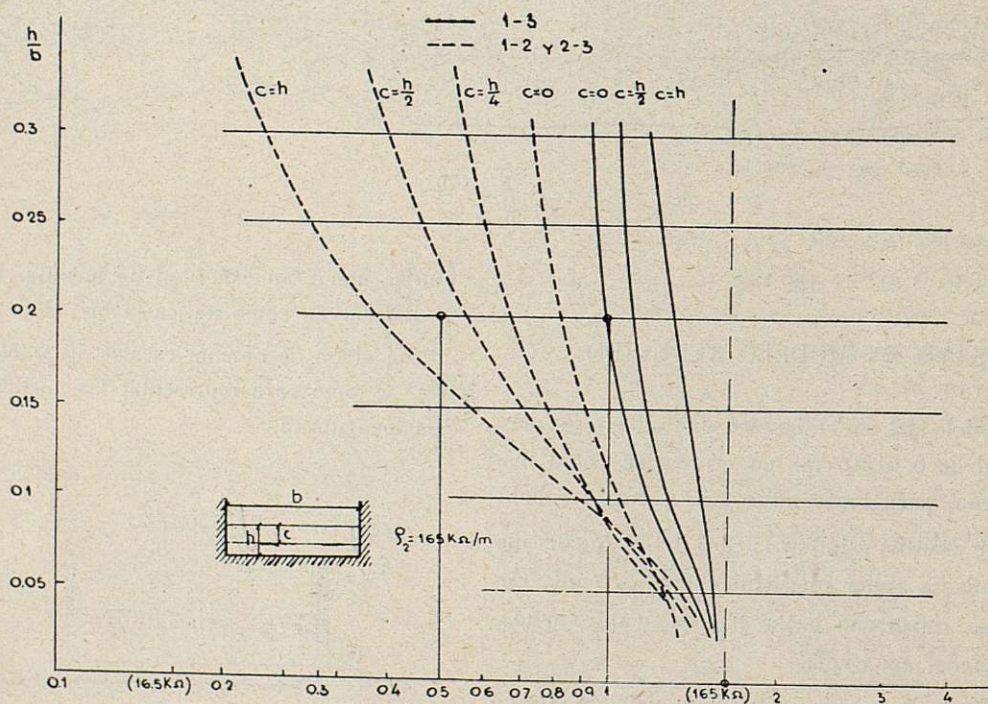


Fig. 13

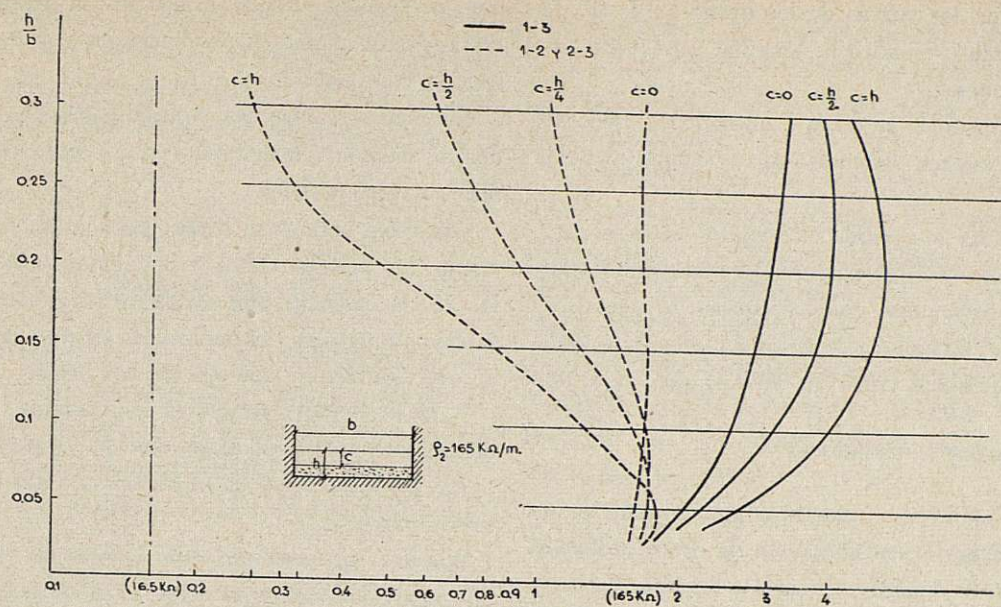


Fig. 14

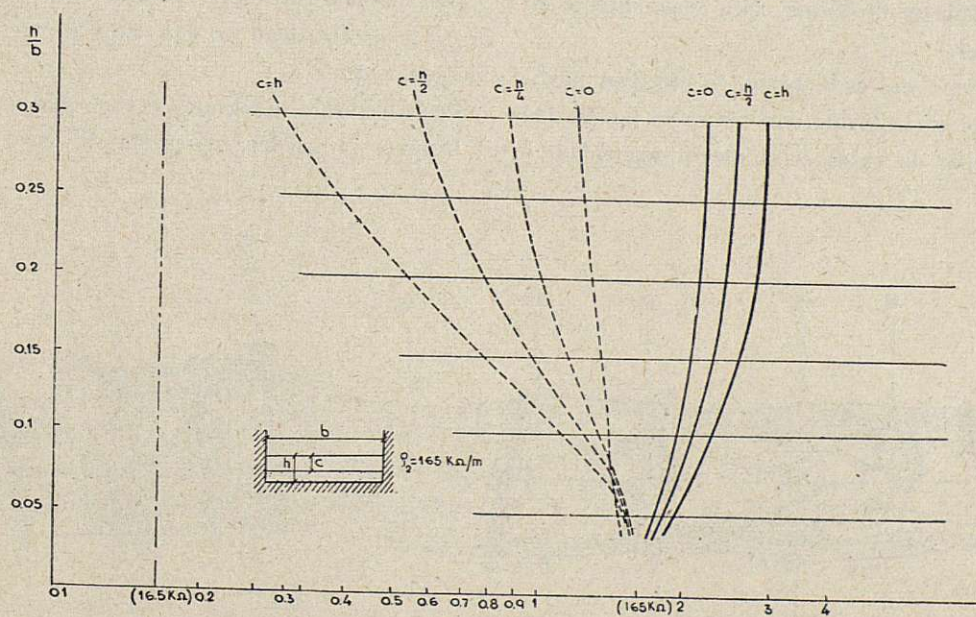


Fig. 15

Se obtuvieron las curvas de los gráficos 12, 13, 14 y 15, en los cuales se indica la notación para evitar posibles confusiones.

El total de medidas se elevó a unas 500, y se comprobaron los valores obtenidos con 3 o más medidas sucesivas.

La utilidad de los gráficos obtenidos es inmediata.

Tomando las medidas obtenidas en un punto cualquiera y comparándolas con las curvas, se puede expresar, si hay aluviones, el espesor de éstos, por interpolación aproximada entre las curvas que, para una

h
—, corresponden a distintas c .
 b

No puede aspirarse a exactitud muy grande en un método que exige la consideración de cauce uniforme, pero sí se puede esperar un margen máximo de error medio de un 20 %, lo cual es muy suficiente en la práctica.

IV

MÉTODO DE INTERPRETACIÓN

Como resumen del estudio hecho, vamos a especificar la manera de proceder por el método propuesto.

En primer lugar, se disponen perfiles transversales al río con separación del orden de $2a$ (a = anchura), que han de señalarse de forma clara y persistente en ambos márgenes.

Utilizando como eje cada perfil, se efectúan medidas distribuidas en la forma que indica la fig. 9, que se repiten un par de veces, para mayor seguridad, y

que se tabulan. Puede utilizarse un equipo «Gish-Rooney», un «Tolke» potenciométrico o un equipo electrónico voltimétrico.

También se toman las profundidades de los electrodos de medida (en el fondo) y se construyen los perfiles correspondientes.

Con estos perfiles se hallan las constantes geométricas de los perfiles (II-5) y se tabulan. Por la fórmula (15) se calculan, con ayuda de los dos cuadros numéricos anteriores, los valores de la resistividad eficaz ρ_e , que también se reúnen en una tabla.

A partir de aquí se inician los trabajos más delicados de interpretación, empezando por representar en el plano las direcciones de medidas y escribir sobre ellas los valores de ρ_e .

Entonces se observan estos valores en relación con la resistividad del substratum y se separan las zonas de fondo limpio. Para esto se pueden utilizar como auxilio las curvas de la fig. 12.

Quedarán las zonas de aluviones. En ellas se identificarán los valores de ρ_e para las dos separaciones de cada dirección, con el fin de hallar la curva que dé valores más parecidos.

Como las figuras están hechas para resistividad 165 en el substratum, si no es éste el caso, deberán variarse en la proporción de la resistividad real a 165.000, todas las resistividades eficaces.

Determinada entre qué curva se halla ($1/4$, $1/2$ o 1 de h) la profundidad de aluviones se interpola, aproximadamente.

Probablemente se lograrán errores menores de $1/8 n$. Después se pueden representar de nuevo estos va-

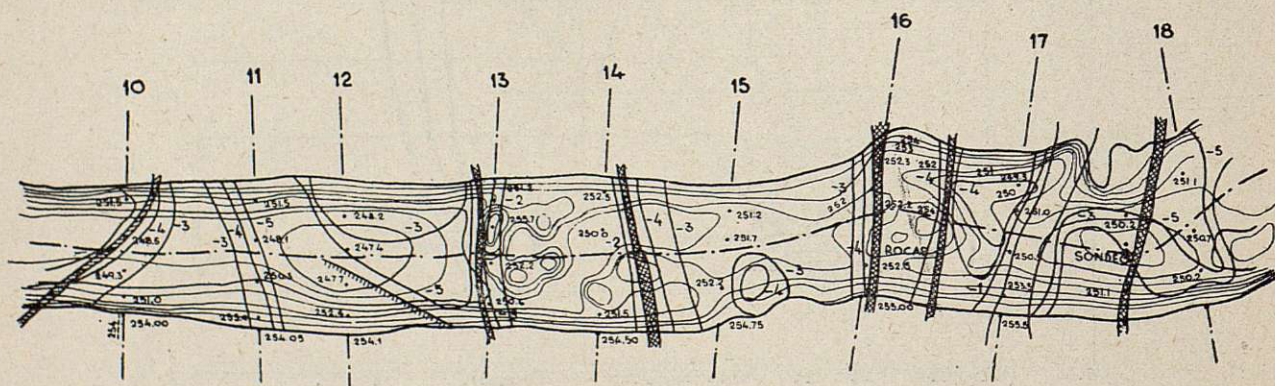


Fig. 16

lores en el mapa, y con las medidas radiadas de cada perfil localizar las litoclasas, grandes pozos o bolos, etcétera, que originen irregularidades. A la vista del conjunto dibujaremos un mapa final del fondo del río.

V

APLICACIÓN AL RÍO TAJO

La fig. 16 representa el resultado obtenido en el río Tajo, en un punto donde el cauce, con 25 a 35 m. de anchura, corta formaciones graníticas de muy buena calidad mecánica y gran resistencia química.

El interés del resultado, comprobado en algún pun-

to con sondeos, es evidente, ya que sólo la prospección o la excavación directa de todo el cauce puede dar una idea tan clara de las posibilidades constructivas del mismo.

Esta ventajosa cualidad es la que en nuestra opinión creemos que debe buscarse con la prospección geofísica, complemento casi indispensable de los sondeos mecánicos, que unida a ellos logra el conocimiento de las propiedades del subsuelo en forma mucho más completa de lo que generalmente puede conseguirse por el empleo azaroso y de «palos de ciego» de las perforaciones, por otra parte también imprescindibles en casi todos los trabajos.

Mayo 1950.

N.º 184. - Las presiones instantáneas. Disposición experimental y resultados obtenidos en la investigación de ondas y corrientes turbulentas

Autor: D. MARIANO FERNÁNDEZ BOLLO
Ingeniero de Caminos

I

Tanto en los laboratorios como en la industria es necesario hacer medidas de nivel y de presión de agua o de otros líquidos con gran frecuencia. Generalmente se usan con este fin manómetros de tubo con superficie libre, cuya altura se mide (tubos de nivel) y, en algunos casos, manómetros del tipo fundado en la dilatación de un tubo metálico.

Todos estos sistemas adolecen de varios inconvenientes, entre los cuales merecen destacarse como más graves, para muchos ensayos, los de la inercia y la poca sensibilidad, que ocasionan graves dificultades en la medida de fenómenos rápidos o de poca magnitud.

El equipo electrónico indicado a continuación resuelve en muchos casos estas dificultades, ya que su inercia es del orden de los $10 \mu s.$, y que con él pueden observar sin dificultad variaciones de nivel de menos de una décima de milímetro y presiones del orden del milímetro de agua.

II

El equipo está constituido teóricamente en la forma que indica la figura 1.^a

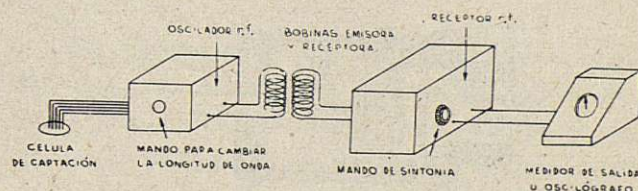


Fig. 1

Un oscilador de frecuencia próxima a 500 kc/s. se une a una célula capacitiva que modifica ligeramente el período de oscilación al variar la presión o la altura de agua.

Un mando en el oscilador permite ajustar el valor medio del período a los 500 kc/s.

Por otra parte, un receptor sintonizado, aproximadamente, a los 500 kc/s. se halla acoplado por una bo-

bina adecuada al oscilador. Se provee al receptor de un mando que permite ajustar, con la exactitud que convenga, la frecuencia de resonancia del circuito tanque de entrada (frecuencia de sintonía) con la del receptor.

La salida de éste, en lugar de conectarse a un revelador acústico (teléfono o altavoz), se lleva a un instrumento medidor de salida, si el fenómeno no es muy rápido, o a un oscilógrafo, si se quiere seguir una variación instantánea.

Acoplando los dos circuitos, oscilador y receptor, para, por ejemplo, un cierto nivel de agua, se tendrá una salida máxima, y, al variar la frecuencia del oscilador y alejarse de la resonancia en el circuito receptor, cae rápidamente la salida, de acuerdo con la curva de respuesta correspondiente.

Se comprende fácilmente que es precisa una construcción cuidadosa de todos los aparatos, y muy especialmente del oscilador y del receptor.

III

Después de los estudios y ensayos de varios modelos se han construido dos tipos de aparatos.

En uno de ellos, figura 2.^a, oscilador y receptor se combinan en una misma caja metálica con mandos en el frente y alimentada por baterías, para mayor independencia (6,3 y 90 v.).

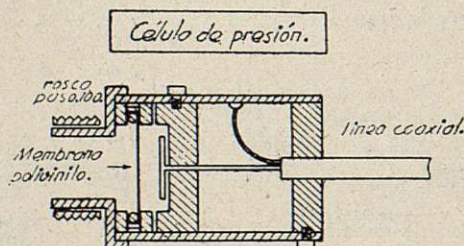


Fig. 2

El receptor posee una salida en radiofrecuencia para poder obtener imágenes en forma de banda de anchura variable en el oscilógrafo de rayos catódicos, y otra normal para conectar a oscilógrafo o medidor de salida en c. c.

Se ha construido un tipo sencillo de medidor de salida con buena respuesta hasta 2 c/s. para el mismo aparato (figura 3.^a).

En otro tipo el medidor de salida va unido a la caja metálica, pero a voluntad puede separarse de circuito conectando la salida a oscilógrafo ya mencionado antes.

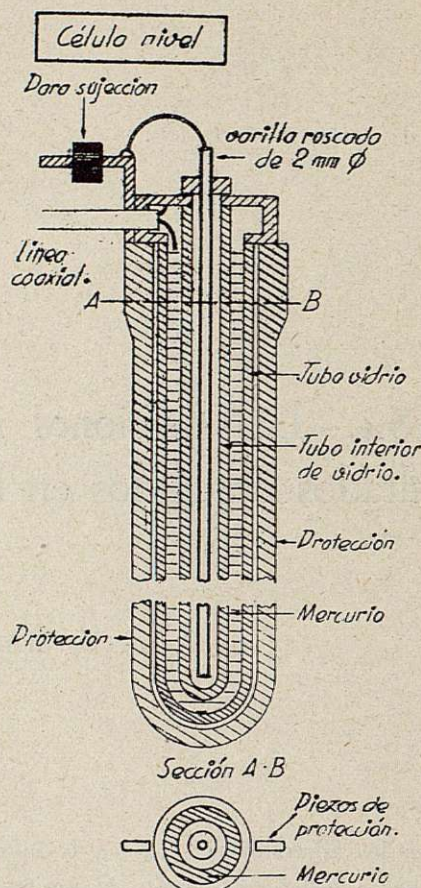
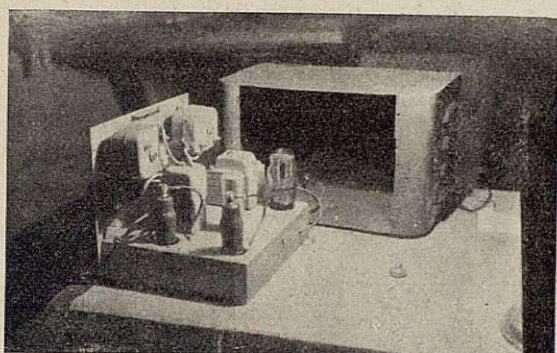
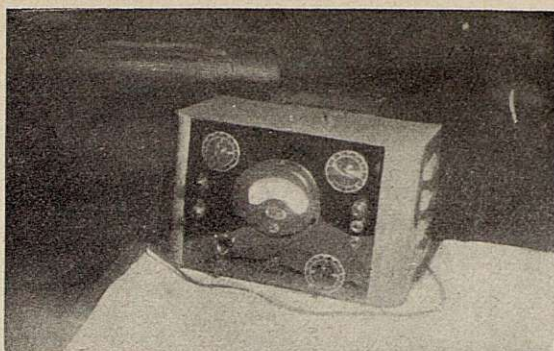


Fig. 3

Las células de toma de presión y nivel se han realizado de muchas maneras, pero unos tipos de buen resultado son los que se ilustran en las fotografías adjuntas.

En la célula de toma de presión se utilizó una membrana de goma que después se substituyó por polivinilo, que resulta más estable. El sistema de colocación de la membrana se estudió y ensayó repetidas veces a lo largo de varios meses de trabajo para alcanzar la estanqueidad y tensión constante requerida. La variación de capacidad para un centímetro de presión de agua, con la disposición adoptada, entre 0 y 46 cm., no es menor de $2 \cdot 10^{-8}$ farads, y permite apreciar con el aparato un milímetro, con toda facilidad.



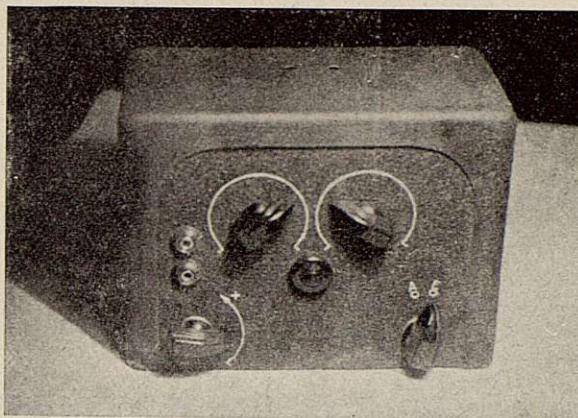
Equipo enchufable para alturas (inercia 1/10.000 s^og.)

Tomando la parte más inclinada de la curva de acople del equipo y la presión más favorable se puede lograr una lectura de 0,1 mm., es decir, de 1/10.000 de atmósferas, en números redondos.

Con la célula de nivel la gama de sensibilidades es considerable, pues pueden leerse, teóricamente, menos de 0,05 mm., aunque es bien sabido que el efecto capilar de las paredes origina un error, generalmente, mayor.

Una aplicación interesante es la de medir una variación de nivel *desde el exterior* de una vasija, siempre que la pared de ésta sea de materia aisladora. Por ejemplo, en un canal de vidrio se mide el nivel con exactitud de milímetro colocando una armadura me-

tálica exterior a las paredes y protegida con una pantalla electrostática de las acciones externas.



Equipo análogo a los anteriores a batería

IV

Finalmente, unas cifras pueden dar idea de la importancia que, en ciertos casos, tiene la apreciación de una presión instantánea.

En el estudio del aprovechamiento hidráulico de San Esteban, de Saltos del Sil, S. A., con una presa vertedero de 90 m. de altura y caudal vertido de 4.500 m³, al ensayar el modelo reducido de la misma, se observó una pulsación de presión de una zona interesante por su proximidad a la central. A escala resultaban oscilaciones aparentes en un manómetro de ± 2 metros de altura de agua. En la célula electrónica se observaron picos de + 8 metros y depresiones de hasta — 4.

Debe hacerse notar que las observaciones manométricas ± 2 metros fueron hechas tomando toda suerte de precauciones: manómetro de embocadura muy ancha (35 mm.) y tubo de 0,4 mm. de diámetro, curva ancha de 30 mm., etc., ya que en un tubo de nivel corriente no pasaba de 4 ó 5 mm. la oscilación.

Mayo 1950.

N.º 227. - Cámara de aire para amortiguar las sobrepresiones en tuberías de impulsión

Autor: D. LUIS THIÓ RODÉS

Ingeniero Industrial

El estudio de las perturbaciones hidráulicas que se originan en las tuberías forzadas cuando se altera su régimen de velocidad, ha merecido siempre la atención de los técnicos. Fué el ingeniero italiano Lorenzo Allievi el primero que supo interpretar el fenómeno con rigor matemático. Después que Allievi estableció su conocida teoría, han sido innumerables los trabajos que se han publicado sobre la cuestión. Séanos permitido recordar entre ellos el del profesor Galí, catedrático que fué de la Escuela de Ingenieros Industriales de Barcelona, en el que establece interesantísimo método original para el cálculo de las sobrepresiones y depresiones máximas en las tuberías forzadas, en el caso de cierre lineal, con la curiosa circunstancia de que las ecuaciones a que llega, son idénticas a las que, unos años después, sirvieron a Kreitner para establecer su método gráfico. Muy recientemente, el ilustre catedrático de la Escuela de Ingenieros Industriales de Bilbao, don Justo Pastor Rupérez, ha realizado también completísimo y documentado estudio (1) sobre el régimen variable en tuberías, que comprende toda la teoría del golpe de ariete.

Con tan copiosa y perfecta literatura técnica, el ingeniero proyectista de una tubería forzada dispone de todos los elementos para considerar el fenómeno con la debida atención, y para tomar las necesarias medidas que eviten sus peligrosos efectos.

Todo cuanto acabamos de decir se refiere a tuberías forzadas que alimentan turbinas hidráulicas. Pero, en el caso inverso de una tubería de impulsión alimentada por una bomba, la literatura técnica es muchísimo menos abundante, y corrientemente se presentan proyectos en los que el estudio del problema de las sobrepresiones se omite o no se trata correctamente. Como consecuencia, se producen, a veces, inconvenientes y averías en la explotación de tuberías de impulsión, sobre todo, cuando están alimentadas por bombas centrífugas, pues, en el caso de bombas de émbolo, los mismos constructores de la bomba disponen siempre recipientes de aire, con la finalidad de regularizar su funcionamiento; recipientes que producen efecto amortiguador de las sobrepresiones en la tubería de impulsión.

Creemos interesante consignar un caso ocurrido en Charlotemburgo, que conocemos por el ilustre ingeniero naval francés don Eugenio Raison, director que

(1) Este trabajo se publica con el núm. 101

fué de la Sociedad General de Aguas de Barcelona y actual consejero técnico de la misma. En el año 1922 visitó el señor Raison el abastecimiento de aguas de dicha población, y en el curso de la visita le mostraron una estación elevadora en la que había modernos grupos con bombas centrífugas al lado de unas antiguas bombas de émbolo, una de las cuales estaba en funcionamiento, lo que llamó la atención del señor Raison, pues parecía más natural prescindir totalmente de las antiguas bombas y dar el servicio exclusivamente con las nuevas. Al preguntar el motivo de tal proceder, le contestaron que ya habían probado de prescindir de las bombas de émbolo, pero que habían observado que, cuando funcionaban solamente las centrífugas, se producían frecuentes roturas en la tubería de impulsión. El señor Raison les sugirió la idea de dejar siempre comunicados con la tubería de impulsión los recipientes de aire de las bombas de émbolo, aunque estuvieran éstas paradas. Se puso en práctica su consejo y se acabaron para siempre las roturas.

Pocos años más tarde, un colega del señor Raison le exponía unos inconvenientes que ocurrían en la instalación de aguas de Shanghai, y explicado el caso resultó ser idéntico al de Charlotemburgo, y también por consejo del señor Raison se aplicó idéntico remedio, que fué igualmente coronado por el buen éxito.

En el caso de una tubería de impulsión alimentada por una bomba centrífuga, se producen perturbaciones hidráulicas y las consiguientes sobrepresiones y depresiones al arranque y paro de la bomba. En este último caso son de mayor alcance y, por tanto, más peligrosas.

Además, resulta obligado instalar en toda tubería de impulsión una válvula de retención, para evitar el retroceso del agua, que haría girar la bomba como turbina en sentido contrario, hasta alcanzar velocidades peligrosas, siempre que después de un paro imprevisto dejaran de maniobrase a tiempo las válvulas de compuerta. Al haber una válvula de retención en la tubería, la perturbación hidráulica al paro de la bomba es mucho más fuerte, puesto que dicha válvula de retención se cierra en un tiempo muy corto, casi siempre inferior a

$$\frac{2L}{a}$$

$$a$$

siendo L la longitud de la tubería y a la velocidad de propagación, que corrientemente tiene un valor próximo a 1.000 metros por segundo. En estas condiciones la sobrepresión puede alcanzar el valor

$$\frac{aV}{g}$$

siendo V la velocidad media de régimen en la tubería y g la aceleración de la gravedad. Con una velocidad media de 2 m/s. puede alcanzar la sobrepresión 200 metros de columna de agua.

En la mayoría de los casos es necesario amortiguar los efectos del golpe de ariete que se origina en una tubería de impulsión, al producirse el paro de la bomba o bombas que la alimentan, pues, de lo contrario, debería dotársela de las necesarias condiciones de resistencia, lo que resultaría sumamente antieconómico.

El medio más comúnmente empleado para amortiguar las sobrepresiones en tuberías de impulsión consiste en establecer una comunicación entre dicha tubería, más arriba de la válvula de retención, con una cámara de aire de capacidad adecuada. En estas condiciones, cuando se produce el paro de la bomba, se cierra la válvula de retención, en el mismo instante, prácticamente, y desde aquel momento se inicia un fenómeno de oscilación en masa en la cámara de aire y en la tubería; fenómeno fácilmente asequible por medio del cálculo, lo que permite llegar a obtener las sobrepresiones y depresiones máximas con un volumen prefijado del recipiente de aire, que se adoptará definitivamente o se modificará, en más o en menos, según el resultado del cálculo.

La marcha que vamos a exponer es debida al distinguido ingeniero suizo del Politécnico de Lausanne, don Víctor Bouvier, ingeniero actualmente de la Société Pont-à-Mousson, en París.

EXPOSICIÓN DEL FENÓMENO

Sea la tubería representada en la figura, con su recipiente de aire intercalado. El movimiento de oscilación en masa que se origina, como se ha dicho, en el recipiente y tubería en el momento de quedar cerrada la válvula de retención, se considera dividida en ciclos o períodos y, cada uno de éstos, en los siguientes cuatro tiempos:

Primer tiempo.

Una vez cerrada la válvula de retención, continúa el movimiento ascendente del agua a través de la tubería de impulsión durante un cierto tiempo, en el cual se gasta energía en elevar un cierto volumen de agua desde el recipiente de aire hasta el depósito superior y en vencer la pérdida de carga en la tubería; ese trabajo lo proporciona la energía cinética que poseía la masa de agua contenida en la tubería en el momento de cerrarse la válvula de retención y la expansión del aire del recipiente, que se supone adiabática. La columna ascendente se parará en el momento en que se igualen las energías motoras y resistentes; en ese momento el agua alcanza en el recipiente su nivel mínimo, y la depresión en el recipiente y tubería su valor máximo. Llamando E a la energía cinética, G al trabajo de la gravedad, A al de expansión del aire, que supondremos adiabática, y R al trabajo de frotamiento, se verificará al final del primer tiempo

$$E + A = G + R \quad [1]$$

Segundo tiempo.

En el segundo tiempo se produce en la tubería y recipiente una circulación en sentido contrario, en virtud de la energía potencial acumulada por la elevación de un cierto volumen de agua desde el recipiente de aire hasta el depósito superior, producida en el tiempo anterior. En este segundo tiempo, que se supondrá terminado en el momento en que el nivel de agua en el recipiente alcance, subiendo el nivel de partida, descendiendo del depósito superior al recipiente el mismo volumen elevado en el primer tiempo, produciendo un trabajo que se emplea en crear una energía cinética E_1 , en la compresión del aire del recipiente, que supondremos igualmente adiabática, y tendrá igual valor que el trabajo de expansión del primer tiempo, y, finalmente, en vencer la pérdida de carga (R_1). Se verificará, pues, al final de este tiempo,

$$G = E_1 + A + R_1 \quad [2]$$

Tercer tiempo.

En virtud de la energía cinética que posee la masa de agua de la tubería al final del segundo tiempo, continúa el movimiento del agua en la tubería en sentido

descendente, entrando una cierta cantidad de agua en el recipiente, en el que sube, por tanto, su nivel de agua, por encima del nivel inicial, hasta alcanzar un nivel máximo al final de este tiempo; en ese momento cesa el movimiento descendente del agua en la tubería y se alcanza en ella y en el recipiente la sobrepresión máxima, y debe verificarse,

$$E_1 + G_1 = A_1 + R_2$$

o bien,

$$E + G_1 - A_1 - R_2 = 0 \quad [3]$$

siendo G_1 el trabajo de la gravedad, A_1 el de compresión del aire y R_2 el de frotamiento.

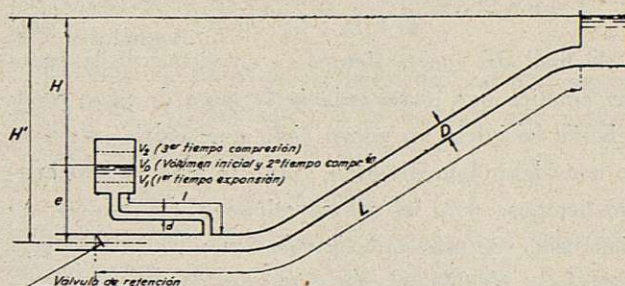


Fig. 1

Esquema de la tubería de impulsión con su recipiente de aire

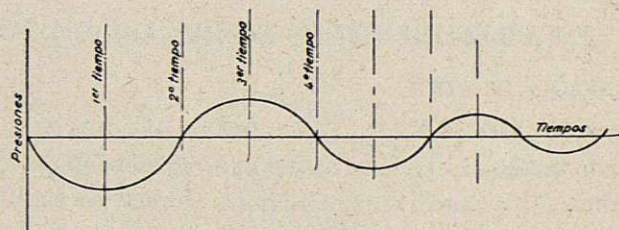


Fig. 2

Representación gráfica de la perturbación hidráulica producida por el cierre instantáneo de la válvula de retención, amortiguada con un recipiente de aire.

Este tiempo es el más interesante, porque, como se ha dicho, se alcanza en él la sobrepresión máxima. En realidad, ya no es necesario proseguir el estudio del fenómeno, porque, conocida la sobrepresión máxima, puede ya decidirse sobre la adopción definitiva del recipiente de aire que ha intervenido en los cálculos o se verá si resulta necesario repetir el cálculo con otro de mayor o menor volumen. Pero se puede seguir el fenómeno, aunque no sea necesario, considerando el

Cuarto tiempo.

En este tiempo, y en virtud de la energía acumulada en el recipiente por la compresión del aire del tiempo anterior, se inicia el movimiento del agua en la tubería en el sentido directo o ascendente, pasando un cierto volumen de agua desde el recipiente al depósito superior, el mismo que en el tiempo anterior había pasado del depósito al recipiente, puesto que este tiempo se considera terminado en el momento en que el nivel de agua en el recipiente alcanza, bajando, el nivel de partida. Al final de este tiempo la masa de agua de la tubería ha adquirido una energía cinética E_2 , y debe verificarse

$$A_1 = E_2 + G_1 + R_3 \quad [4]$$

Al final del cuarto tiempo, y en virtud de la energía cinética que posee todavía la masa de agua en la tubería, se inicia un nuevo ciclo que podría estudiarse considerándolo dividido, como el anterior, en cuatro tiempos; pero las sobrepresiones y depresiones serían cada vez más amortiguadas en virtud de la pérdida de carga. De no existir ésta, los efectos de la perturbación serían idénticos en todos los ciclos y el fenómeno oscilatorio persistiría indefinidamente con la misma amplitud.

ESTABLECIMIENTO DE LAS ECUACIONES

ENERGÍA CINÉTICA

$$E = \frac{1}{2} \cdot \frac{1000}{9.81} \cdot \frac{\pi D^2}{4} L V^2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1000}{9.81} \cdot \frac{\pi D^2}{4} L \cdot \frac{16 Q^2}{\pi^2 D^4} =$$

$$= 65 L \frac{Q^2}{D^2}$$

$$E = 65 \frac{L Q^2}{D^2}; \quad (E \text{ en Kgm.}) \quad [5]$$

expresando L y D en metros y Q en metros cúbicos por segundo.

TRABAJO DE LA GRAVEDAD

El volumen del aire en el recipiente al final del primer tiempo de expansión y del tercero de compresión, lo pondremos en función del volumen inicial v_0 en la siguiente forma: expansión,

$$v_1 = (1 + \alpha_1) v_0 = v_0 + \alpha_1 v_0$$

compresión,

$$v_2 = (1 - \alpha_2) v_0 = v_0 - \alpha_2 v_0$$

así, el volumen desplazado del recipiente al depósito o de éste al primero será, en general, αv_0 , dando a α el subíndice que le corresponda. El trabajo de la gravedad valdrá:

$$G = 1000 H \alpha v_0 \cdot \text{Kgm} \quad [6]$$

expresando también H , en metros, y v_0 , en m^3 .

EXPANSIÓN Y COMPRESIÓN DEL AIRE

Suponiéndolas adiabáticas, el trabajo correspondiente es: expansión,

$$A = 2,5 p_0 v_0 [1 - (1 + \alpha_1)^{-0.4}] \text{ Kgm.} \quad [7]$$

compresión,

$$-A = 2,5 p_0 v_0 [1 - (1 - \alpha_2)^{-0.4}] \text{ Kgm.} \quad [8]$$

siendo v_0 el volumen inicial de aire en el recipiente en m^3 y p_0 la presión absoluta inicial en Kg/m^2 que valdrá, siendo h la pérdida de carga total en la tubería correspondiente al caudal Q ,

$$p_0 = 1000 (H + h) + 10.000$$

(H y h en metros).

PÉRDIDA DE CARGA

Para considerar, en cada tiempo del fenómeno, la energía empleada en vencer la pérdida de carga producida por la viscosidad del fluido y la rugosidad de las paredes de la tubería, emplearemos, como hace el autor del método, la fórmula de Catani,

$$J = 0,0025 \frac{Q^2}{D^5}$$

suponiendo, además, que el caudal varíe linealmente, en cada tiempo, entre cero y su valor máximo. En la hipótesis dicha podrá establecerse el siguiente gráfico, en el que las abscisas son los tiempos y las ordenadas los caudales:

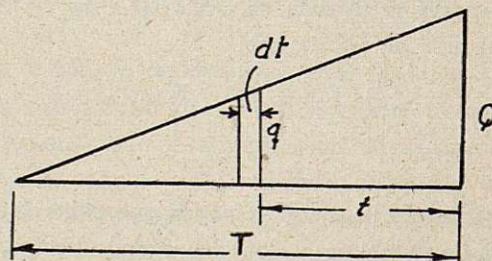


Fig. 3

T será la duración total del tiempo del fenómeno que se considera, y el área del triángulo $\frac{QT}{2}$ representará

el volumen total que ha circulado por la tubería durante el tiempo T, que vale también αv_0 , por lo dicho antes,

$$\frac{QT}{2} = \alpha v_0 \quad T = \frac{2 \alpha v_0}{Q}$$

en el instante t del fenómeno la pérdida de carga será:

$$h_t = 0,0025 \frac{q^2}{D^5} L$$

y el trabajo correspondiente al tiempo dt :

$$dr_1 = 1000 \times 0,0025 \frac{q^2}{D^5} L q dt$$

De la figura, se deduce:

$$\frac{q}{t} = \frac{Q}{T} \quad , \quad q = \frac{Q}{T} t$$

substituyendo en la expresión anterior de dr_1 :

$$dr_1 = 2,5 \frac{Q^3}{T^3} \cdot \frac{L}{D^5} t^3 dt$$

Integrando

$$r_1 = \int_0^T 2,5 \frac{Q^3}{T^3} \cdot \frac{L}{D^5} t^3 dt = 0,625 \frac{L Q^3 T}{D^5}$$

substituyendo T por su valor:

$$T = \frac{2 \alpha v_0}{Q}$$

resulta, finalmente:

$$r_1 = \frac{1,25 L Q^2}{D^5} \alpha v_0 \quad (\text{Kgm})$$

en la que deberá ponerse L, Q, D y v_0 , en metros.

Si el recipiente está unido a la tubería principal por una tubería de longitud l y de diámetro d , la energía gastada por el frotamiento en dicha tubería de empalme, será igualmente:

$$r_2 = \frac{1,25 l Q^2}{d^5} \alpha v_0$$

y la pérdida total:

$$R = r_1 + r_2 = 1,25 Q^2 \alpha v_0 \left(\frac{L}{D^5} + \frac{l}{d^5} \right) \quad [9]$$

Volveremos ahora a considerar los cuatro tiempos del fenómeno explicados anteriormente:

Primer tiempo.

Substituyendo en la ecuación (1) E, A, G y R, por sus valores (5), (6), (7) y (9) resulta:

$$\begin{aligned} & \frac{65 L Q^2}{D^2} + 2,5 p_0 v_0 [1 - (1 + \alpha_1)^{-0,4}] = \\ & = 1000 H v_0 \alpha_1 + 1,25 Q^2 v_0 \alpha_1 \left[\frac{L}{D^5} + \frac{l}{d^5} \right] \end{aligned}$$

ecuación en la que todo es conocido, excepto α_1 , y puede fácilmente encontrarse por tanteo el valor de α_1 que la satisface.

Conocido el valor de α_1 , podremos calcular seguidamente el volumen del aire al final de este primer tiempo de expansión,

$$v_1 = (1 + \alpha_1) v_0$$

lo que nos dará a conocer el volumen total necesario del recipiente para que el aire no penetre en la tubería. La presión final del aire se podrá calcular igualmente por la fórmula de la expansión adiabática del aire,

$$p_1 = p_0 (1 + \alpha_1)^{-1,4}$$

así como la duración en segundos de este tiempo,

$$T_1 = \frac{2 \alpha_1 v_0}{Q}$$

y los trabajos de la gravedad y de la expansión adiabática del aire G y A), mediante las fórmulas (6) y (7), dando a α_1 el valor encontrado.

Segundo tiempo.

Aplicaremos la ecuación (2), en la que G y A serán conocidos, puesto que tendrán los mismos valores calculados en el tiempo anterior. E_1 y R_1 tendrán los valores deducidos de las expresiones (5) y (9) en función del caudal Q_1 que circulará por la conducción al final de este tiempo. Así, la ecuación será:

$$G = \frac{65 L Q_1^2}{D^2} + A + 1,25 \alpha_1 v_0 Q_1^2 \left[\frac{L}{D^5} + \frac{l}{d^5} \right]$$

ecuación de la que podrá despejarse Q_1 , porque todo lo demás es conocido. El valor que resulte substituido

en la expresión de E_1 , nos permitirá conocer su valor, o sea, la energía cinética que posee la masa de agua de la tubería, en sentido descendente, al final de este segundo tiempo, y el tiempo de su duración,

$$T_2 = \frac{2 a_1 v_0}{Q_1}$$

Tercer tiempo.

Substituyendo en la ecuación (3) E_1 , G_1 , A_1 y R_2 por los valores que resultan de las ecuaciones (5), (6), (8) y (9) resulta:

$$\frac{65 L Q_1^2}{D^2} + 1.000 H a_2 v_0 + 2,5 p_0 v_0 [1 - (1 - a_2)^{0,4}] - 1,25 Q_1^2 a_2 v_0 \left[\frac{L}{D^5} + \frac{l}{d^5} \right] = 0$$

En esta ecuación todo es conocido menos 2, y es fácil hallar por tanteo el valor numérico que la satisfice.

Conocido 2 podremos calcular seguidamente el volumen del aire del recipiente al final de este tercer tiempo,

$$v_2 = (1 - a_2) v_0$$

así como la presión absoluta correspondiente, por la fórmula de la compresión adiabática del aire.

$$p_2 = p_0 (1 - a_2)^{1,4}$$

La presión efectiva expresada en metros de columna de agua será

$$h_2 = \frac{p_2 - 10.000}{1.000} \quad \text{m. c. a.}$$

y la duración de este tiempo:

$$T_3 = \frac{2 a_2 v_0}{Q_1}$$

Será posible también calcular, mediante el conocimiento de a_2 , los valores numéricos de G_1 y A_1 , que son, como sabemos, el trabajo de la gravedad correspondiente a la elevación o descenso del volumen $a_2 v_0$ a la altura H , y el de la compresión adiabática del aire desde el volumen v_0 al v_2 .

Cuarto tiempo.

Se aplicará la ecuación (4), en la que G_1 y A_1 son conocidos, puesto que tienen los mismos valores calcu-

lados en el tiempo anterior. E_2 y R_3 tendrán los valores que resultan de las expresiones (5) y (9). Así, la ecuación será,

$$A_1 = \frac{65 L Q_2^2}{D^2} + G_1 + 1,25 Q_2^2 a_2 v_0 \left[\frac{L}{D^5} + \frac{l}{d^5} \right]$$

siendo Q_2 el caudal que circulará por la conducción en sentido directo o ascendente, al final de este cuarto tiempo; valor que puede despejarse de dicha ecuación, puesto que todo lo demás es conocido.

La duración de este tiempo será:

$$T_4 = \frac{2 a_2 v_0}{Q_2}$$

La circulación del agua en sentido directo o ascendente con la velocidad correspondiente al caudal Q_2 , hace que la masa de agua posea todavía una energía cinética

$$E_2 = \frac{65 L Q_2^2}{D^2} \text{ Kgm.}$$

al final del cuarto tiempo considerado, en virtud de la cual se iniciará un nuevo ciclo del fenómeno oscilatorio, que podríamos seguir estudiando, suponiéndolo dividido en cuatro tiempos como el anterior. En realidad, se acostumbra a parar el cálculo al final del tercer tiempo, porque en él se alcanza, como se ha dicho, la sobrepresión máxima.

En el método de cálculo que acabamos de exponer se establecen algunas hipótesis que no son rigurosamente exactas, a saber: el cierre instantáneo de la válvula de retención, al pararse la bomba o bombas, la cual conduce a obtener valores de la sobrepresión mayores de los que en la realidad resultan; las transformaciones adiabáticas del aire del recipiente y las variaciones lineales del caudal en la tubería de impulsión. Las dos primeras son sumamente aproximadas a la realidad, y, en cuanto a la tercera, que tal vez lo sea menos, hay que tener en cuenta que afecta sólo al cálculo de la energía de frotamiento y del tiempo de duración del fenómeno, y que influye, por tanto, en el valor de la sobrepresión sólo de una manera indirecta. Tampoco se tiene en cuenta el trabajo de las deformaciones elásticas del material que constituye la tubería y el correspondiente a la compresibilidad del agua; pero, como, por medio del recipiente de aire, se limita la sobrepresión a un peque-

ño tanto por ciento de la presión de servicio, resulta que el trabajo que se desprecia tiene en realidad muy poca importancia y, además, el error que se comete conduce a tener mayor margen de seguridad.

Se han comprobado, en gran número de casos, las sobrepresiones en tuberías de impulsión con recipientes de aire, calculados según el método expuesto, y en todos ellos se han obtenido valores de la sobrepresión notablemente concordantes con los obtenidos por cálculo.

En particular, han sido calculadas por este método todas las tuberías de impulsión de la Sociedad General de Aguas de Barcelona, entre ellas la de 1,25 m. ϕ 3.400 m. de longitud, 10 Kg. cm^2 de presión de servicio en su parte inferior y caudal de 2,2 $\text{m}^3/\text{s.}$, que conduce el agua desde la central de Cornellá hasta el depósito de Esplugas, y es en esta misma tubería en la que se han realizado algunos de los experimentos a que antes nos hemos referido, sumamente concordantes con la teoría.

Para terminar haremos una aplicación numérica correspondiente al caso más reciente en que el suscrito lo ha aplicado. Se trata del proyecto de abastecimiento de aguas de la población de San Andrés de Llavaneras (provincia de Barcelona), proyecto ya realizado y con el servicio en explotación desde hace un año y medio aproximadamente, en el que hay una tubería de impulsión de las siguientes características:

$$H p_0 = H^1 + \text{pérdida de carga} - e = 166 \text{ m. c. a.}$$

(véase croquis)

$$L = 2,079 \text{ m.}; D = 0,150 \text{ m.}; Q = 0,02 \text{ m}^3/\text{s.}; H = 118 \text{ m.}$$

Después de un par de tanteos se adoptó un volumen útil de aire en el recipiente de 100 litros. El cálculo de la sobrepresión es como sigue:

$$v_0 = 0,100 \text{ m}^3 \quad p_0 = 166 \times 1.000 + 10.000 = 176.000 \text{ Kg/m}^2$$

$$p_0 v_0 = 17.600 \text{ Kgm.}$$

$$E = \frac{65 L Q^2}{D^5} = \frac{65 \times 2,079 \times 0,0004}{0,0225} = 2.400 \text{ Kgm.}$$

$$G = 1.000 H \cdot a_1 v_0 = 11.800 a_1 \text{ Kgm.}$$

$$A = 2,5 p_0 v_0 [1 - (1 + a_1)^{-0,4}] = 2,5 \times 17.600 [1 - (1 + a_1)^{-0,4}]$$

$$A = 44.000 - \frac{44.000}{(1 + a_1)^{0,4}} \text{ Kgm.}$$

$$R = \frac{1,25 L Q^2}{D^5} a_1 v_0 = \frac{1,25 \times 2,079 \times 0,0004}{0,000076} \times 0,1 a_1 = 1.370 a_1 \text{ Kgm.}$$

(En este caso no hay tubería de conexión entre el recipiente y la tubería principal.)

Ecuación del primer tiempo.

$$2.400 + 44.000 - \frac{44.000}{(1 + a_1)^{0,4}} = 11.800 a_1 + 1.370 a_1$$

ecuación que queda satisfecha para

$$a_1 = 0,98$$

Para que el aire del recipiente no penetre en la tubería al final de este primer tiempo es necesario, según resulta el valor encontrado para a_1 , que el recipiente tenga una capacidad de unos 200 litros y el nivel del agua le llegue a la mitad, cuando la tubería funcione a su régimen normal.

Con el valor de a_1 encontrado podemos calcular,

$$G = 11.800 a_1 = 11.564 \text{ Kgm.}$$

$$A = 44.000 - \frac{44.000}{(1 + a_1)^{0,4}} = 10.515 \text{ Kgm.}$$

Además, siendo Q_1 el caudal al final del segundo tiempo se tiene

$$E_1 = \frac{65 L Q_1^2}{D^5} = \frac{65 \times 2,079}{0,0225} Q_1^2 = 6.000.000 Q_1^2 \text{ Kgm.}$$

$$R_1 = \frac{1,25 L Q_1^2}{D^5} a_1 v_0 = \frac{1,25 \times 2,079}{0,000076} \times 0,98 \times 0,1 Q_1^2 = 3.350.000 Q_1^2 \text{ Kgm.}$$

Ecuación del segundo tiempo.

$$11.564 = 10.515 + 6.000.000 Q_1^2 + 3.350.000 Q_1^2$$

de la que se despeja,

$$Q_1 = 0,0106 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Con este valor podremos calcular

$$E_1 = 675 \text{ Kgm.}$$

En el tercer tiempo se tendrá:

$$G_1 = 11.800 a_2$$

$$A_1 = 2,5 p_0 v_0 [1 - (1 - a_2)^{-0,4}] = 44.000 - \frac{44.000}{(1 - a_2)^{0,4}}$$

$$R_2 = \frac{1,25 L Q_1^2}{D^5} a_2 v_0 = \frac{1,25 \times 2,079 \times 0,0001123}{0,000076} \times 0,1 a_2 = 385 a_2 \text{ Kgm.}$$

Ecuación del tercer tiempo.

$$675 + 11.800 a_2 + 44.000 - \frac{44.000}{(1 - a_2)^{0.4}} - 385 a_2 = 0$$

ecuación que queda satisfecha para el valor de a_2
 $a_2 = 0,0902$

La presión absoluta correspondiente al final de este tiempo será:

$$p = p_0 (1 - a_2)^{-1.4} = p_0 (1 - 0,0902)^{-1.4} = 1,141 p_0$$

$$p = 1,141 \times 176.000 = 200.000 \text{ Kg/m}^2$$

que corresponde a una presión efectiva expresada en metros de columna de agua de

$$\frac{200.000 - 10.000}{1.000} = 190 \text{ m. c. a.}$$

La sobrepresión debida al fenómeno de ariete será

$$190 - 166 = 24 \text{ m. c. a.}$$

De no existir el recipiente de aire la sobrepresión podría alcanzar el valor

$$\frac{a V}{g}$$

que vale en este caso 113 m. c. a.

La crítica que podría hacerse del método que acabamos de exponer es que, por medio de él, se calculan las presiones en la cámara de aire, con la aproximación que resulta de las hipótesis, no rigurosamente exactas, de las que antes se ha hecho mención; mientras que lo realmente interesante son las presiones en la tubería. Pero sucede en la práctica que, con el volumen que hay que dar a la cámara de aire para limitar la sobrepresión a un valor admisible, resulta el movimiento de oscilación en masa sumamente lento y en estas condiciones no hay diferencia apreciable entre las presiones en el recipiente y tubería, después de tener en cuenta su diferencia de nivel.

Debemos hacer observar que no hay ningún problema de golpe de ariete que pueda resolverse de

modo rigurosamente exacto. Las conocidas y clásicas fórmulas de Allievi provienen de un sistema de dos ecuaciones entre derivadas parciales, al cual pudo encontrarse solución, gracias a la simplificación de despreñar las pérdidas de carga que en la mayoría de las tuberías de impulsión tienen importancia ciertamente no despreciable. No conocemos ninguna tentativa para aplicar el método analítico de Allievi al problema tratado en el presente trabajo. Sólo después de descubierta, partiendo de las mismas ecuaciones de Allievi, la «ley lineal», y con ella el método gráfico para el estudio del golpe de ariete, el eminente ingeniero francés Louis Bergeron, que fué su gran propagador y el que lo dió a conocer en España el año 1941, hizo una adaptación de dicho método gráfico al caso de tuberías de impulsión con cámara de aire, trabajo publicado en los «Comptes rendus des travaux de la Société Hydrotechnique de France», de 14 de mayo de 1932. En el método de Bergeron se supone también el cierre instantáneo de la válvula de retención al pararse la bomba y, además, se supone que las transformaciones del aire del recipiente son isotérmicas, lo cual es seguramente menos exacto que la hipótesis admitida en el método expuesto. Además, como se ha dicho, el método gráfico se basa en las ecuaciones de Allievi, en las que se prescinde de las resistencias hidráulicas. Si éstas se toman en consideración dejan de ser exactas las fórmulas de Allievi, y dejan de ser ciertos la ley lineal y el método gráfico. No creemos, en resumen, que el método de Bergeron sea más exacto que el expuesto en el presente trabajo y, como además, es el segundo mucho más sencillo y menos laborioso, no dudamos en recomendarlo a todos los ingenieros que se encuentren en el caso de tener que amortiguar el efecto de las sobrepresiones que se producen en las tuberías de impulsión, cuando se paran las bombas que las alimentan.

Barcelona, 24 de marzo de 1950.

N.º 267.-Soleras de amortiguamiento para presas vertederos

Autor: D. JAIME ARRÁEZ FERNÁNDEZ

Ingeniero de Caminos

INTRODUCCIÓN

En el Laboratorio de Hidráulica de la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir se han ensayado dos tipos de amortiguadores de la energía cinética del agua al pie de las presas vertederos, que, aunque aparentemente diferentes, se basan en el mismo principio y son interesantes por su sencillez y eficacia.

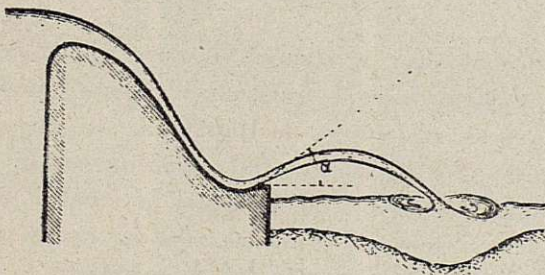


Fig. 1

Es sabido que un trampoline, al extremo de un cuenco amortiguador, funciona, con la misma lámina vertiente, en régimen de lanzamiento libre, semisumergido-

do o sumergido, según sea la altura que alcance el agua después de la presa.

Si el nivel, aguas abajo de la presa, no pasa de la cota del extremo de la solera, tendremos un trampoline libre, en el cual el ángulo de lanzamiento del chorro es, naturalmente, el mismo del trampoline (fig. 1 y fot. 1).

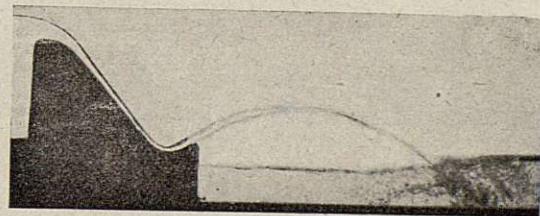


Foto 1

Trampoline libre.

Con un nivel más alto, el trampoline funciona semisumergido, el resalto está formado por dos remolinos R_2 y R_3 y el ángulo de lanzamiento β aumenta con el calado, y llega a ser sensiblemente mayor que el del trampoline α (fig. 2 y fot. 2).

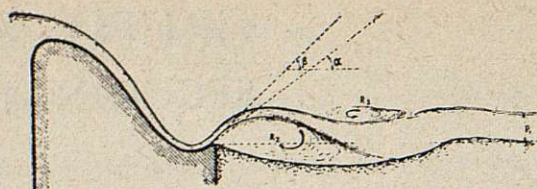


Fig. 2

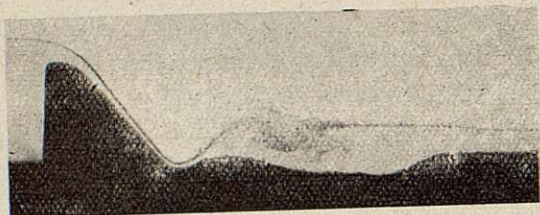


Foto 2

Trampoline de lanzamiento semisumergido.

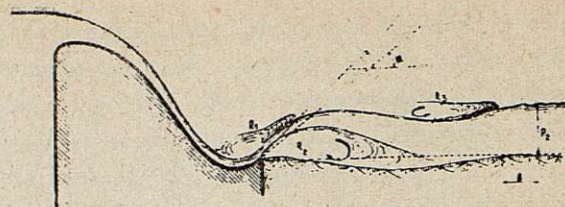


Fig. 4

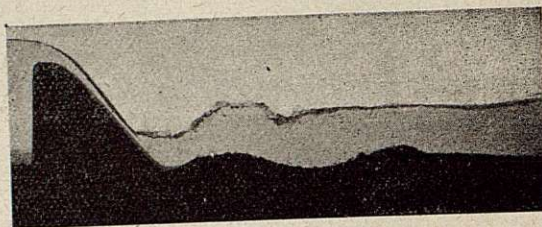


Foto 4

Trampoline de lanzamiento sumergido.

Si sigue aumentando el calado llega un momento en el que el ángulo de lanzamiento es casi de 90° (figura 3 y fot. 3). El chorro parece que se derrumba

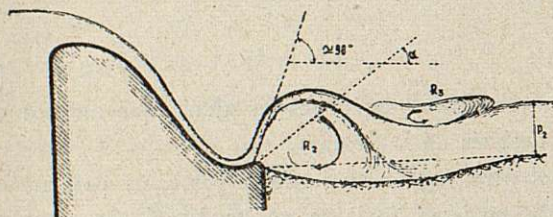


Fig. 3

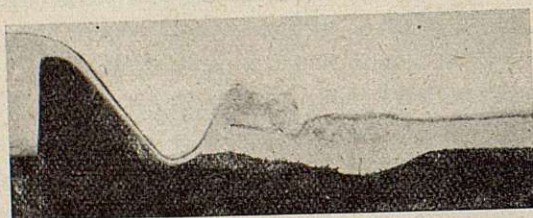


Foto 3

Tránsito al lanzamiento sumergido.

hacia atrás, aparece otro remolino R_1 y el trampoline funciona en régimen de lanzamiento sumergido (fig. 4 y fot. 4). El ángulo β disminuye bruscamente, pero queda siempre algo mayor que α . En estas condiciones es cuando se producen menores erosiones, siempre que las dimensiones del cuenco y el ángulo α estén bien elegidos.

Cuando el calado aguas abajo de la presa queda comprendido entre dos valores determinados, próximos entre sí, *el régimen es inestable*. El remolino R_1 es arrastrado por la corriente, que se pega al fondo del cauce, produciendo enormes arrastres, hasta que el socavón, inmediato a la obra y, por tanto, peligroso, sea lo bastante grande para que el remolino aporcadador (fig. 5) pueda hacer efecto. Vuelve a aparecer el remolino R_1 y a ser arrastrado, y se repite este fenómeno indefinidamente.

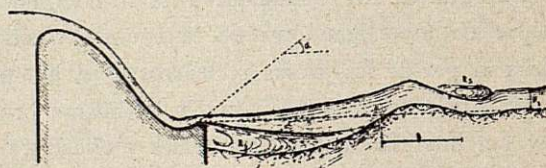


Fig. 5

La inestabilidad de régimen es muy fácil de producir y observar en los canales con cajeros transparentes de los laboratorios de Hidráulica, pero el paso de uno a otro régimen es tan rápido que no se ve bien a simple vista, y la fotografía, por rápida que sea la instantánea, no reproduce, sino por casualidad, los aspectos más típicos. Hay, pues, que acudir al tomavistas de cine.

La serie de fotografías 5 a 10 reproduce, con un intervalo de 1:32 de segundo entre cada dos consecutivas, la formación del remolino R_1 . La serie 11 a 16 reproduce el arrastre del mismo. Se comprueba

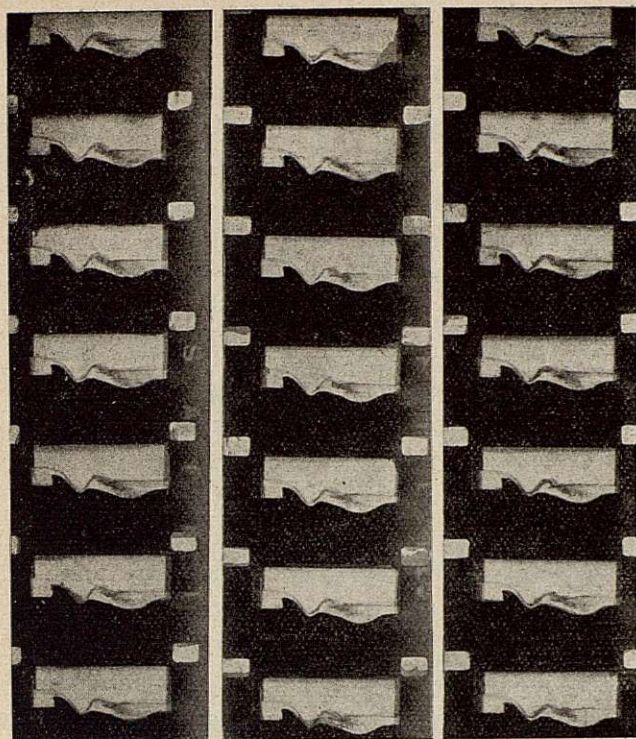


Foto 5

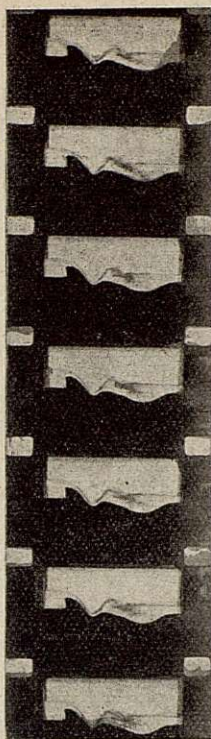


Foto 6

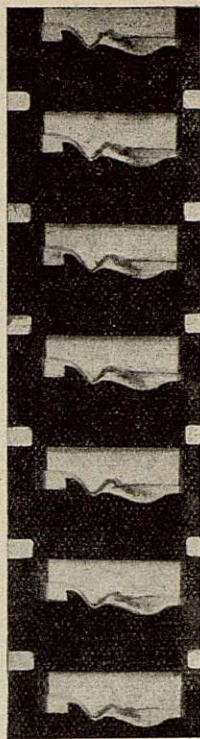


Foto 7

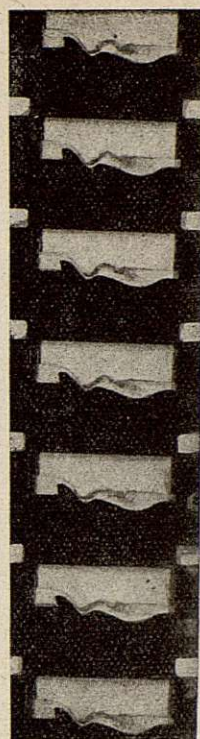


Foto 8

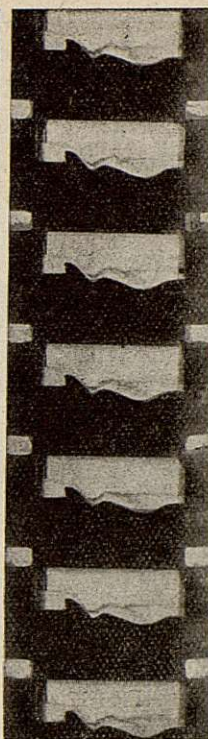


Foto 9

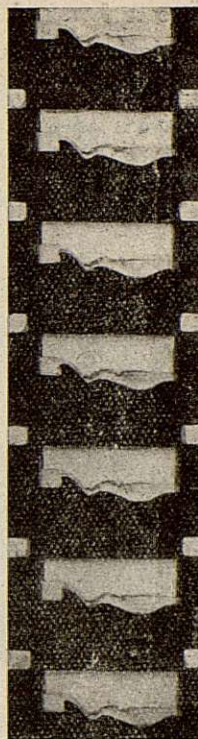


Foto 10

Formación del primer rulo.

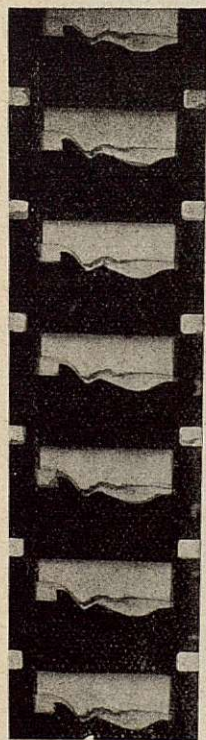


Foto 11

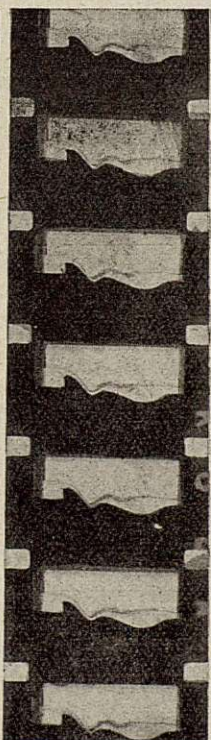


Foto 12

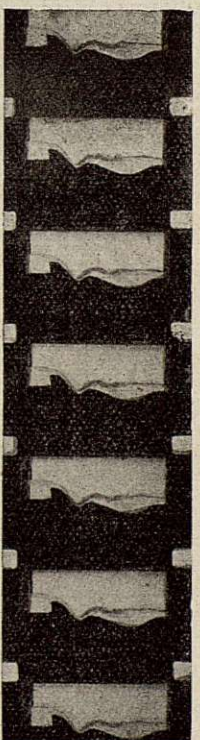


Foto 13

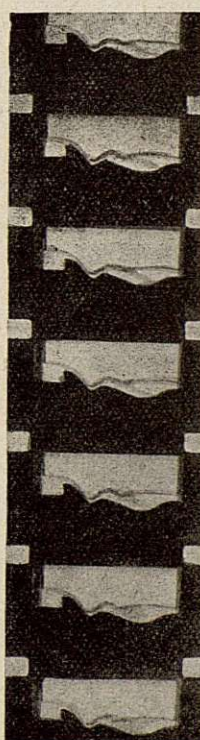


Foto 14



Foto 15

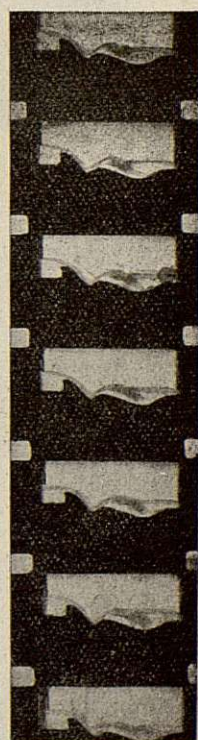


Foto 16

Arrastre del primer rulo.

que se forma el remolino por un aumento progresivo de la turbulencia dentro del cuenco. Comienza a formarse junto a los cajeros y en las zonas perturbadas por las estelas permanentes producidas por las pilas entre compuertas de coronación, y se propagan el efecto hacia el centro de los vanos.

ESTABILIZACIÓN DEL RÉGIMEN

Los ensayos realizados han tenido por objeto encontrar dispositivos que faciliten la formación del

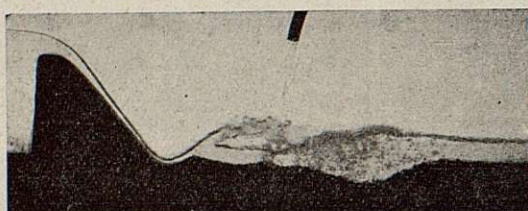


Foto 17
Estabilización del rulo. 1.ª fase. Lanzamiento libre.

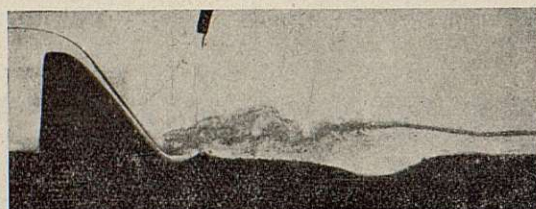


Foto 18
Estabilización del rulo. 2.ª fase. Formación del rulo.



Foto 19
Estabilización del rulo. 3.ª fase. Arrastre del rulo.



Foto 20
Estabilización del rulo. Desaparición del rulo.

primer remolino y que eviten su arrastre, *estabilizando el régimen.*

En la fot. 17 vemos un perfil de presa, funcionando el trampolín semisumergido. Por un tubo, que se ve en las fot. 17 a 20, hacemos llegar una cierta cantidad de agua. Si la vertemos sobre el borde del cuenco se forma inmediatamente el remolino, que es arrastrado en cuanto cesa la inyección de agua o se hace en otro sitio.

Ocurre una cosa parecida en el amortiguador Pfeiffer, en el que se hace la inyección de agua por abajo.

Es de notar que la relación entre la cantidad necesaria de agua que precisa inyectar y la que pasa por la presa es tanto menor cuanto más estrecha es la presa.

Este efecto estabilizador puede conseguirse prácticamente mediante distintos tipos de amortiguadores. En las cerradas en forma de U (caso de la presa de Bornos, sobre el río Guadalete) se logra por medio de una serie de pequeños trampolines en el paramento de aguas abajo de la presa. En las cerradas en V (presa de Cordobilla, sobre el Genil) o en media V se aprovechan los canales colectores laterales, disponiendo de manera adecuada su final.

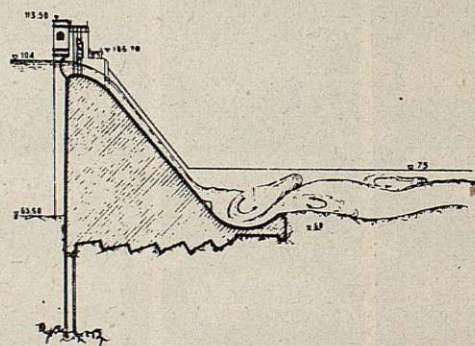


Fig. 6

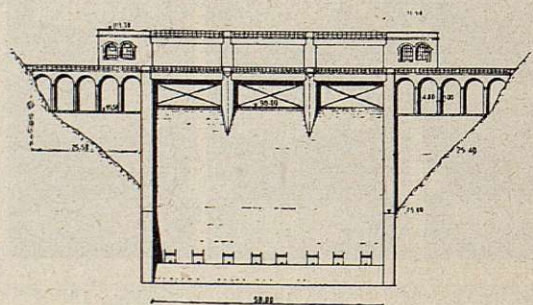


Fig. 7

DISPOSITIVO DE BORNOS. TRAMPOLINES ESTABILIZADORES

En las fig. 6 y 7 damos un perfil del vertedero y un alzado, desde aguas abajo, de la presa, en proyecto, de *Bornos*. Se ve la forma y distribución de los

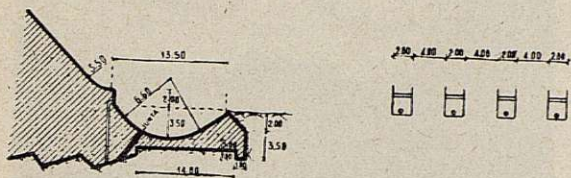
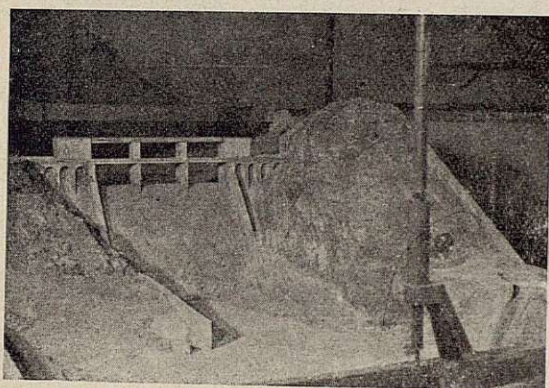


Fig. 8

trampolines, cuyas dimensiones se acotan en la fig. 8.

Las fot. 25 y 23 corresponden al mismo perfil de presa y cuenco, con y sin trampolines estabilizado-

PRESA DE BORNOS



Page 21

Vista general del modelo completo.

PRESA DE BORNOS

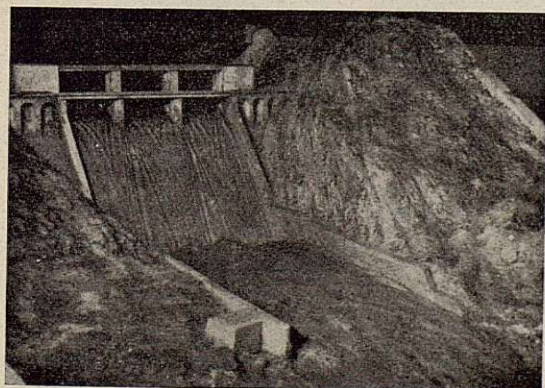


Foto 22

El modelo desaguardo la máxima avenida (1.350 m³/seg.)

res; la lámina vertiente es de 4 m. El funcionamiento con el caudal máximo previsto (lámina de 6 m.) se ve en las fot. 26 y 24.

En las fot. 27 y 28 vemos con más detalle el funcionamiento del cuenco con trampolines. La exposi-

PRESA DE BORNOS

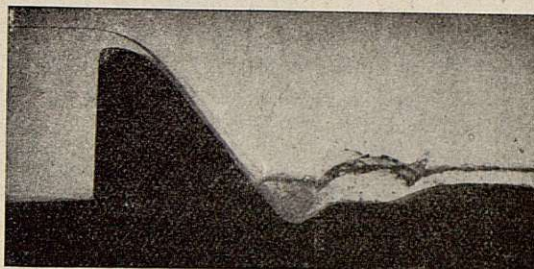


Foto 23

Funcionamiento del cuenco amortiguador sin trampolines estabilizadores. Lámina vertiente de 4 m.

ción dada en la fot. 27 fué de 1:10 de seg. y en la 28 de 1:500. Los trampolines quedan totalmente anegados, interfiriendo los chorros lanzados por ellos con el remolino R_1 , frenándolo. Inmediata al paramento de la presa queda una zona de gran turbulencia.

El dispositivo es automático, y funciona bien con todos los caudales comprendidos entre 0 y el máximo.

PRESA DE BORNOS

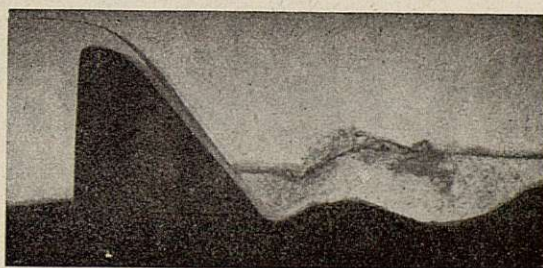


Foto 24

Funcionamiento del cuenco amortiguador sin trampolines estabilizadores. Lámina vertiente de 6 m.

Damos una vista del modelo completo de la presa en la fot. 21. En la 22 lo vemos desaguando la máxima avenida, correspondiente a un caudal, en la realidad, de $1.350 \text{ m}^3/\text{seg.}$, con lámina vertiente de 6 m.

El modelo de presa que vemos funcionar en la fot. 29 lo hace en condiciones extremadamente desfavorables.

El régimen es rápido aguas abajo de la presa y, sin embargo, el amortiguador funciona aceptablemente. Lo que ocurre con el mismo perfil sin trampolines lo vemos en la fot. 30, cuya comparación con la anterior no necesita comentarios.

PRESA DE BORNOS

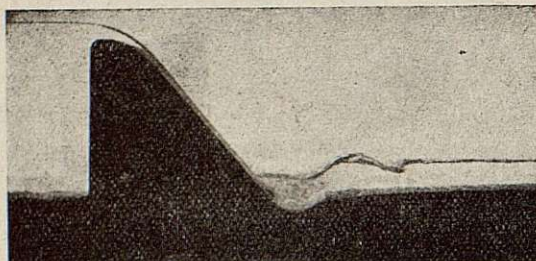


Foto 25

Funcionamiento amortiguador con trampolines estabilizadores. Lámina vertiente de 4 m. (Comparar con la foto 23.)

PRESA DE BORNOS

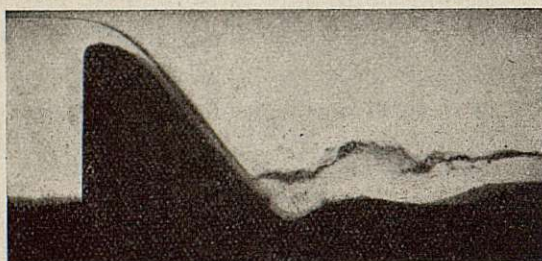


Foto 26

Funcionamiento del cuenco amortiguador sin trampolines. Lámina vertiente de 6 m. (Comparar con la foto 24.)

PRESA DE BORNOS

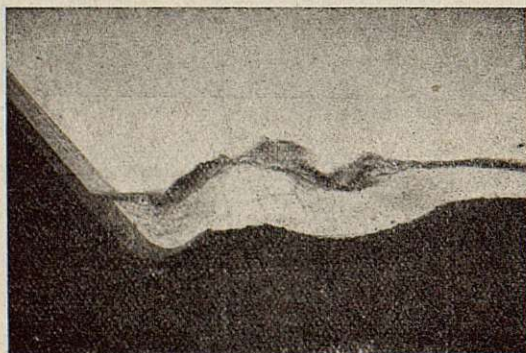


Foto 27

Detalle del funcionamiento del amortiguador con lámina vertiente de 6 m. Exposición 1: 10 de seg.

PRESA DE BORNOS

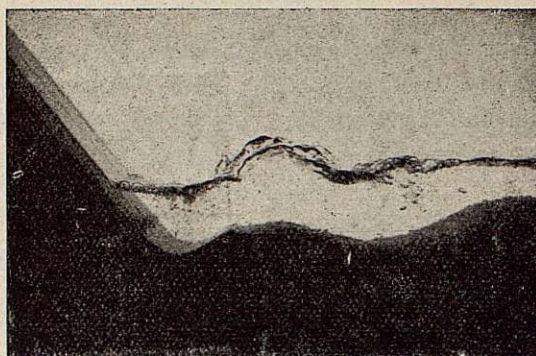


Foto 28

Detalle del funcionamiento del amortiguador con lámina vertiente de 6 m. Exposición 1/500 seg.

PRESA DE MALPARILLA

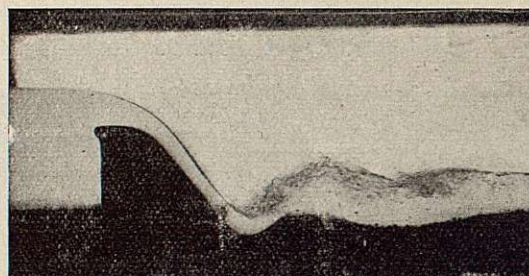


Foto 29

Cuenca amortiguador con trampolines estabilizadores. Lanzamiento sumergido. Régimen estable.

PRESA DE MALPARILLA

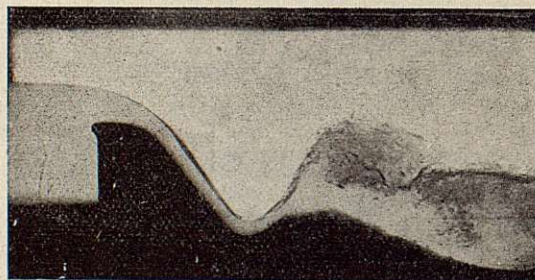


Foto 30

Cuenca sin trampolines. Régimen inestable. (Comparar con la foto 29.)

DISPOSITIVO DE CORDOBILLA

En el caso de una cerrada en forma de V (fig. 9) se dispone un vertedero central con gran lámina vertiente, que puede estar coronado por compuertas, y

dos vertederos laterales, cuya solera queda más alta que la del anterior.

El agua que vierte por los aliviaderos laterales es recogida por dos canales colectores y lanzada por medio de trampolines de distinto alcance sobre el cuenco de amortiguamiento, precisamente en la zona en que resulta más eficaz (rayada en la figura), (3).

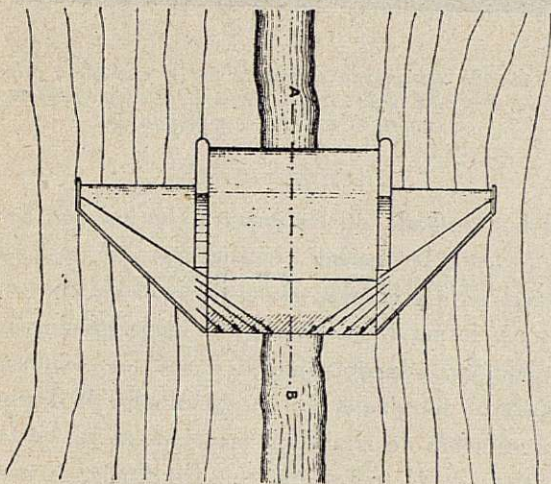


Fig. 9

En las cerradas en forma de media V se hace una cosa análoga (fig. 10).

Podemos ver un modelo para cerrada en media V en la fot. 32. Las fot. 33 y 34 corresponden al funcionamiento del mismo, con igual cota del agua en el embalse e igual calado del río aguas abajo de la presa.

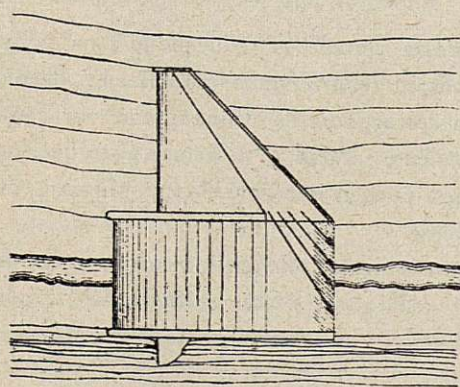


Fig. 10

En la 34 el agua pasa solamente por el vertedero principal; en la 33 vierte también por el complementario.

En este último caso la erosión es notablemente menor, a pesar de ser mayor el caudal total desaguado.

En la fot. 36 el agua vierte sólo por el aliviadero principal, y el calado mantenido aguas abajo de la presa es tan escaso que el régimen es inestable, y se

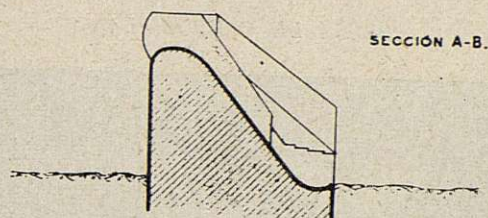


Fig. 11

PRESA DE CORDOBILLA

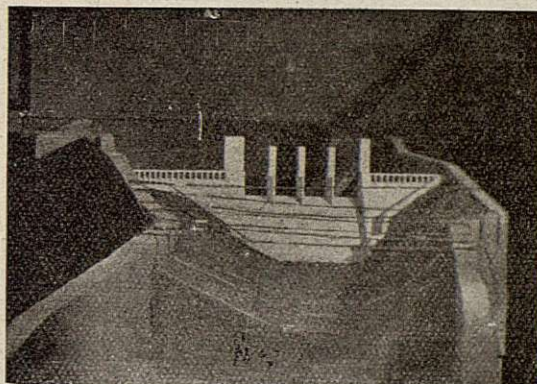


Foto 31

Vista del modelo completo.

PRESA DE CORDOBILLA

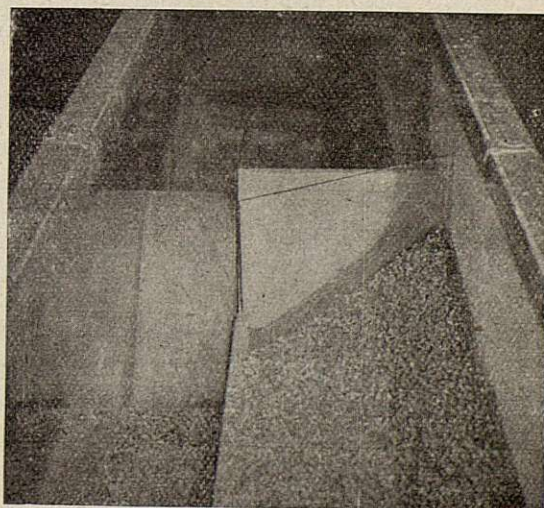


Foto 32

Modelo parcial visto de frente.

produce un enorme socavón. Si el agua vierte también por el aliviadero complementario, el régimen es estable y las erosiones mucho menores (fot. 35).

El modelo completo de la presa de Cordobilla aparece en la fot. 31.

PRESA DE CORDOBILLA

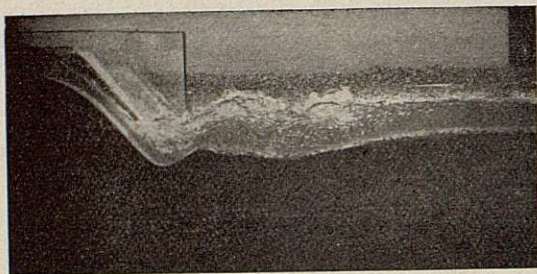


Foto 33

El modelo desaguando por el aliviadero principal y por el complementario. Régimen lento aguas abajo de la presa.

PRESA DE CORDOBILLA

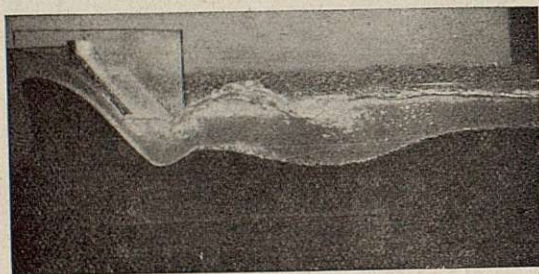


Foto 34

El modelo desaguando solamente por el aliviadero principal. (Comparar con la foto 33.)

PRESA DE CORDOBILLA

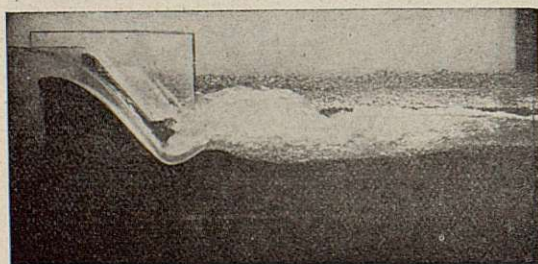


Foto 35

El modelo desaguando solamente por el aliviadero principal y por el complementario. Régimen rápido aguas abajo de la presa. Régimen estable.

PRESA DE CORDOBILLA

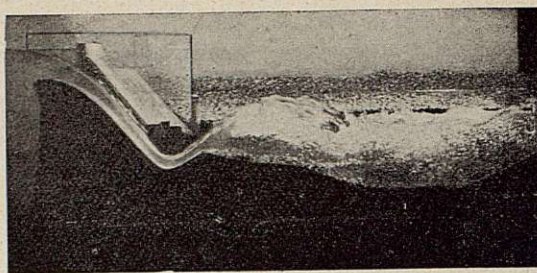


Foto 36

El modelo desaguando solamente por el aliviadero principal. Régimen rápido aguas abajo de la presa. Régimen inestable. (Comparar con la foto 35.)

CONCLUSIONES

Como resultado de los ensayos, de los que hemos dado cuenta brevemente, entendemos que casi siempre será posible encajar una presa vertedero, sea cualquiera la forma de la cerrada, con amortiguador corto, evitando, en la mayoría de los casos, los complicados aliviaderos marginales con largos canales de descarga.

La solución de aliviadero marginal en las cerradas en forma de U representa, con frecuencia, la necesidad de construir un túnel con las molestias, de todos conocidas, de las explosiones al ponerse en carga. En las cerradas en forma de V o media V es más fácil evitar los conductos forzados, pero los cambios de dirección y de sección de los canales de descarga a que obliga la necesidad de adaptarse al terreno, la reintegración de las aguas al río con incidencia más o menos conveniente, y los grandes espesores de los revestidos, obligan a proyectar obras costosas y complicadas.

Las presas vertederos reducen la zona peligrosa a una extensión relativamente pequeña. El «terreno» del canal de descarga es la misma presa, por consiguiente de excelente calidad, y ya hemos visto que los amortiguadores pueden ser sencillos y eficaces, es decir, económicos.

Por consiguiente, sólo en los casos en que las condiciones geológicas y topográficas del terreno sean muy especiales resultarán preferibles los aliviaderos marginales.

De los ensayos realizados se han obtenido, además de muchas fotografías, películas de cine en cinta de 16 mm.

Sevilla, noviembre de 1949.

N.º 268. - Una solución particular de canalización marítima

Autor: D. EDUARDO ÁLVAREZ VALDERRAMA

Ingeniero de Caminos

SU POSIBLE EXTENSIÓN

En las costas sometidas a la marea son frecuentes los estuarios en los que la navegación agota las posibilidades que le ofrecen los niveles altos de la marea —muchas veces incompletamente transmitida hasta el límite de la navegación, principalmente por encontrarse los fondos más altos que el nivel de bajamar de las aguas exteriores— y en los que una mejora de calados, por reducida que sea, tiene importantísima repercusión en las actividades comerciales.

Para tener una impresión general de la importancia de estas actividades, sin detenernos, ría por ría, a considerar sus cifras características, basta el hecho de que en la cabecera de la generalidad de estos estuarios, precisamente en su cabecera y no aguas abajo, existe un pueblo importante de señalada actividad marítima. Y es notorio que en muchos de ellos la actividad pesquera está transferida a otro poblado de la desembocadura, debido a la necesidad de los pesqueros de abreviar las horas dedicadas al transporte, y a pesar de la existencia de este puerto exterior, el comercio remonta la ría hasta el límite posible, que en más de un caso está constituido por un puente que cierra el

paso de modo definitivo. Tenemos así que el movimiento marítimo —y esto podría decirse con toda generalidad— agota siempre los calados disponibles de los parajes que frecuenta, soportando los barcos de tonelaje no grande las varadas semidiurnas y muchas veces las semilunares que impone la marea.

Son características comunes de la generalidad de estos estuarios, además de la altura del fondo debida a lentas sedimentaciones durante plazos geológicos, su excesiva anchura y la reducida importancia, prácticamente nula en muchos de ellos, del caudal de aguas dulces que evacúan, lo cual da lugar a que los movimientos de flujo y de reflujo establezcan sobre su fondo incoherente una complicada red de canales apenas insinuados, en la que, en contadas ocasiones, pueden discernirse las que corresponden a cada estado de corriente, pero en la mayoría de los casos es imposible tal separación por estar cada reguera ocupada alternativamente por corrientes de sentido contrario. Depende del sentido de la fuerza de esas corrientes —función de la amplitud de la marea— el que cada una se pliegue al camino que marcó su anterior y contraria, o que fuerce en él una nueva bifurcación. Esta red de canales suele ser, sin embargo, permanente y sólo

cuidadosa observación puede descubrir el ciclo de variación de calibres de cada uno de ellos.

SISTEMA QUE SE PROPONE

Los procedimientos puestos en práctica hasta la fecha para mejorar estas rías han sido los encauzamientos, los dragados, permanentes o temporales, y diversas combinaciones de estos métodos. Todos ellos tienen su indicación particular, pero suelen ser de escaso resultado, salvo el dragado permanente, con el que es indudable que no tienen límites las dimensiones del canal que se quiera conservar, pero que es en extremo oneroso y sólo puede ser soportado por contados puertos de tráfico que podría decirse extraordinario dentro del conjunto de los de cada país. Puede también obtenerse un resultado económicamente interesante si llega a existir un grupo de puertos al que servir temporalmente con el mismo tren de dragado, pues repartirían su coste entre todos, pero esto es difícil que suceda y, sobre todo, difícil de resolver adecuadamente, por lo que se pierden en tanteos tiempo y dinero, y se originan diferencias de orden técnico entre los puertos servidos no proporcionales a sus diferencias de orden comercial.

La construcción de encauzamientos suele ser más económica, a la larga, que los dragados, pero es de escaso resultado, y, salvo que el río de cabecera sea de gran importancia, los calados conservables naturalmente apenas descienden por debajo del nivel de la bajamar viva, y si se procede con un tanto de optimismo en la fijación de anchuras del canal o se lo abocina con exceso, se reproduce el fenómeno de la sedimentación desordenada y la bajamar descubrirá la red de canalizos que dibujan un archipiélago entre su cajeros.

Ante un caso similar se encontró el autor y, dado que no resultaba satisfactorio ninguno de los métodos tradicionales, hubo de proponer la creación de un amplio depósito de limpia («chasse») sobre la misma superficie de estuario.

Se reduce el procedimiento a cerrar el estuario con una presa en la que se deja un taladro en el cual el paso del agua provocará fuertes velocidades en sus entradas y salidas. Si, mediante un par de cajeros, pro-

longamos el taladro hacia arriba, hasta donde se encuentren pueblo y puerto, y hacia abajo, hasta donde existan calados naturales, aquellas fuertes velocidades con su efecto de limpia se propagarán adonde la línea de cajeros las conduzcan.

El procedimiento ha recibido recientemente favorable acogida de la Superioridad y ha sido publicado con ocasión del XVII Congreso de Navegación celebrado en Lisboa, en septiembre último, y, si nos permitimos traerlo al II Congreso Nacional de Ingeniería, es por creer que puede ser solución para cierto número de casos similares y, sobre todo, para dar la posible publicidad el sencillo y elegante método de cálculo ideado por el profesor Iribarren en substitución del que hubimos de presentar en Lisboa, así como a otras valiosas ideas de nuestro sabio compañero que completan y perfeccionan nuestro estudio.

CALCULO

Entre las dimensiones del embalse creado por la presa y la sección del canal debe haber una relación tal que las velocidades que originen en aquél la transmisión de la marea al embalse sean suficientes para su conservación sin rebasar un máximo que, por resultar ya perjudicial a los barcos, amarras, etc., lo sería para el fin perseguido de crear un puerto. Este máximo, cabe fijarlo en uno o dos nudos, o sea, en 0,50 ó 1,00 m/s., y el agua a estas velocidades posee gran poder de erosión.

La ley de las velocidades en el canal es aproximadamente armónica, y, si admitimos, como es lógico, que la transmisión de la marea a través del canal es predominante por pendiente, sus máximos positivos y negativos coincidirán con los niveles medios.

Las curvas locales de marea en los dos extremos del canal serán diferentes, pero, hacia el nivel medio, puede admitirse que sus pendientes o velocidades de variación de alturas son las mismas; es decir: llamando x e y , respectivamente, a los calados de agua en las secciones de aguas abajo y aguas arriba (salida al embalse) del canal, tenemos

$$\frac{dx}{dt} = \frac{dy}{dt}$$

En la desembocadura nos será conocida la curva local

de marea, la cual, asimilada a una cosenoide, tendrá por ecuación.

$$x = h \cdot \cos \pi \frac{t}{T} + X$$

en la cual x es la altura del agua referida al fondo del canal, X la altura del nivel medio sobre el fondo, h la semiamplitud de la marea, T su semiperíodo y t la variable tiempo. Para $t = 0$, tenemos $x = h + X$, pleamar.

Sabida la disimetría que se produce en la onda de marea, más manifiesta cuanto más interior sea el punto de observación, deben afinarse por medio de esta observación los dos valores de T correspondientes a la perdiente y la ganante, componiendo la cosenoide de dos mitades, de las cuales a la de ganante corresponderá un semiperíodo T , más breve que a la de perdiente.

La velocidad vertical de las aguas en la desembocadura, igual, por hipótesis, a la de la sección de aguas arriba, es

$$\frac{dx}{dt} = -\frac{\pi h}{T} \sin \pi \frac{t}{T}$$

Como en un cálculo técnico no debe perseguirse el rigor científico, sino una aproximación numérica aceptable, puede admitirse evidentemente que el valor máximo de esta velocidad vertical,

$$\frac{\pi h}{T}$$

que se produce al alcanzar las aguas el nivel medio, es constante dentro de cierta extensión de tiempo o de alturas del agua alrededor de dicho nivel.

En un instante cualquiera, próximo a dicho estado de marea, la superficie libre del agua en el canal presentará un desnivel entre las secciones extremas, al que llamaremos d :

$$y = x + d$$

Este desnivel d se compone (ecuación dinámica) del necesario para el movimiento del agua en régimen uniforme, según la hipótesis universalmente admitida, y del debido a la transmisión ondulatoria.

El procedimiento de cálculo es, como tantos procedimientos ingenieriles, de comprobación de la solución adoptada. Para su aplicación es preciso fijar de

antemano dos datos. Uno de éstos es el área de la sección del canal para diversos calados de agua, la cual designaremos por a , y tomaremos en su valor medio a lo largo de todo el canal

$$a = f \left(\frac{x + y}{2} \right)$$

Si el canal es asimilable a un rectángulo de anchura K , y lo será en la mayoría de los casos:

$$a = \frac{K}{2} (x + y)$$

El otro dato es la superficie libre del embalse en función de la altura de agua y en la sección de aguas arriba del canal. Puede suponerse, aproximadamente, que la superficie de las aguas en el embalse es horizontal en cada instante de manera que la función

$$\text{Superficie libre} = S = f_1(y)$$

se determina superficializando las curvas de nivel aguas arriba de la presa.

En posesión de estos datos, tomamos por x su valor medio (nivel medio), $x = X$, y atribuyamos un valor arbitrario a d , el cual vamos a comprobar. Conocido $y = X + d$, conocemos S y conocemos a .

El caudal que sale del embalse, supuesto que la marea está bajando será

$$S \cdot \frac{\pi h}{T}$$

y la velocidad en el canal será

$$\frac{\pi S h}{a T}$$

Según la fórmula de Bazin, para que esta velocidad se produzca en necesaria una pendiente superficial dada por la expresión.

$$\frac{\pi S h}{a T} = \frac{87 R}{\sqrt{R + y}} \sqrt{i}$$

en la cual para valor de R , radio hidráulico, puede tomarse el del calado medio.

$$\frac{x + y}{2}$$

y para y puede tomarse el valor unidad (Sfondrini).

Conocido i y conocida de antemano la longitud L

del canal, determinamos el desnivel, d_1 , debido a la circulación por gravedad.

$$d_1 = i L$$

Para calcular ahora el desnivel debido a la transmisión ondulatoria, recurramos a la fórmula de Lagrange:

$$C = \sqrt{g H}$$

en la cual C es la celeridad de la onda y H el calado, que tomaremos en su valor medio.

$$\frac{x + y}{2}$$

es decir, igual al radio hidráulico R .

La velocidad con que un estado de marea se transmite desde la sección de aguas abajo (sección generadora) a la de aguas arriba, es la suma algebraica de dicha celeridad y la velocidad de las aguas en movimiento gravitatorio que acabamos de calcular. El cociente de la longitud del canal por esta velocidad resultante nos dará el tiempo que invierte cada estado de marea (el nivel medio en el presente caso) en recorrer el canal.

Durante este tiempo, la oscilación vertical del agua será el producto de la velocidad vertical por dicho tiempo, el cual nos da el retraso en altura de la marea en la sección de aguas arriba respecto a la sección aguas abajo, al que llamaremos d_2 . Si resulta, con aceptable aproximación que

$$d = d_1 + d_2$$

el tanteo se habrá terminado y la velocidad instantánea media en el canal será la ya calculada.

Para otros estados de marea, siempre que sea admisible la hipótesis

$$\frac{dy}{dt} = \frac{dx}{dt}$$

es decir, siempre que estemos suficientemente alejados de las estoas, podremos repetir el cálculo a base del valor correspondiente de la velocidad vertical y se podrá construir por puntos la curva local de marea aguas arriba y la de velocidades medias en el canal.

La repetición del cálculo para diferentes amplitudes $2h$, de la marea en la desembocadura, nos dará una idea todo lo completa que se desee del régimen de velocidades previsible en el canal.

No hay que decir que si la curva de marea en la desembocadura se presenta tan deformada que la hipótesis cosenoidal sea inadmisibile, no hay más que medir las derivadas de la altura respecto al tiempo en la misma curva.

ORDEN DE EJECUCIÓN

Si de primera intención se construye la presa, se provocará una socavación de importancia en el boquete que se deja para paso del canal, y al construir, posteriormente, los cajeros de éste, propagarán la socavación a medida que se avance en su construcción.

Es, pues, necesario construir de antemano los cajeros, sin acompañarlos del dragado, pues no se conservaría, y por ello habrá que dejarlos preparados para deformarse bajo la erosión del terreno de apoyo por el costado del canal, y construir la presa una vez terminados los cajeros.

SECCIONES

Tanto los cajeros del canal como la presa (figuras 1 y 3) pueden consistir en cordones de pedraplén con núcleos impermeabilizantes de hormigón de cemento rá-

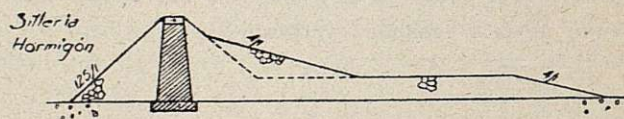


Fig. 1

pido, y adosada a los cajeros una banqueta de pedraplén por el costado del cauce, cuyo objeto es el de ceder a la erosión o dragado posteriores protegiendo el fondo subyacente.

La parte superior del núcleo impermeabilizante será

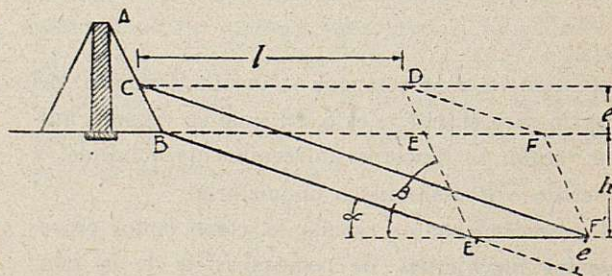


Fig. 2

conveniente que sea de sillería, con objeto de que pueda resistir el paso de láminas vertientes.

Para adoptar las dimensiones del núcleo se puede tener en cuenta que, para la economía de la ejecución, convendrá acompañarlo de pedraplén, que desempeña el papel de andamio; así, los trozos contruidos se elevarán desnudos en el cauce, ocasionalmente, en cortos trechos y poca altura, y no experimentarán ni impactos ni más cargas apreciables que su propio peso.

Para determinar el volumen de pedraplén que hay que añadir al paramento interior, A B, del cajero (figura 2), al objeto de proteger el fondo de los efectos del dragado o la erosión, suponemos que éste sea el B C D E, el cual se deforma bajo la erosión, convirtiéndose en el B C D' E'.

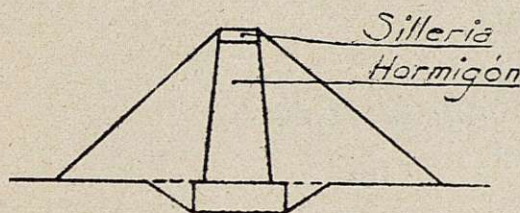


Fig. 3

Conocidos los taludes α y β de la arena y del pedraplén, el espesor e del revestimiento definitivo y la diferencia a entre las cotas actuales y futura del fondo, de la figura obtenemos la longitud l y el espesor e' de la banqueta.

$$l = a \frac{(\cot \alpha - \cot \beta)}{\sin \beta}$$

$$e' = e \frac{\sin \beta}{\sin (\beta - \alpha)}$$

A estas magnitudes añadimos el triángulo D E F, necesario para rellenar su igual D' E' F', y otro triángulo que resulta de ochavar el entrante A C D, cuyo objeto es almacenar un suplemento de piedra sobre la prevista como indispensable.

Finalmente, indicaremos que las partes del núcleo impermeabilizante apoyadas sobre cota interior a la + 0,50 m., podrán ser de hormigón sumergido.

El núcleo impermeabilizante de la presa se apoya sobre un dado de hormigón acompañado por pequeños pedraplenes por sus dos costados y embutido este con-

junto en una zanja. El objeto de los pedraplenes es el de proteger al fondo, del ataque de las láminas vertientes que puedan formarse durante la construcción, antes de que la presa tenga la altura suficiente para que se forme un colchón de aguas en el costado que las recibe, que será uno u otro según suba o baje la marea.

Con objeto de que las erosiones no perjudiquen el emplazamiento de la presa, se establecerán de primera intención y en su totalidad el hormigón de apoyo y los pequeños pedraplenes en zanja que lo acompañan. Estas obras no provocan alteración en el movimiento del agua. A continuación se construirá una hilada del núcleo impermeabilizante de pequeña altura, la cual provocará aumentos de velocidad de la corriente en el boquete de ella que quede por construir. No es propio del proyecto, sino de la época de la construcción, en la cual se podrá determinar prácticamente la longitud de la hilada que se puede construir en una bajamar, el determinar la altura de hilada, pues su influencia en el presupuesto es nula. Puede acompañarse esta hilada de su correspondiente pedraplén o puede dejarse expuesta a la acción directa del agua durante el plazo, siempre corto, de su construcción.

Cerrada la primera hilada, se comienza con la segunda, la cual puede ser de mayor altura y continuar con las hiladas sucesivas y sus acompañamientos de pedraplén hasta la coronación.

DETALLES DIVERSOS

Al desarrollar los cálculos se encontrará generalmente que es suficiente enrasar las obras a una cota inferior a la de p. m. para obtener un régimen de velocidades satisfactorio. Es conveniente, sin embargo, que los cajeros del canal sean insumerbigles, con objeto de evitar corrientes transversales perturbadoras, lo que pudiera tener la ventaja de que, para afinar prácticamente y por observación directa las velocidades en el canal, se podría experimentar una solución de enrase provisional de la presa algo más baja que la que resulte del cálculo, para luego ir la elevando, hasta obtener los efectos deseados.

Será también buena precaución la de dejar dispuesta la presa para que pueda ser recrecida, hasta sobresalir

de la pleamar, a fin de prevenir un posible atarquinamiento del embalse primeramente creado.

Contra este atarquinamiento, que será debido en su mayor parte al material transportado por las aguas dulces, cabe defenderse dando salida a éstas por otro boquete de la presa, hacia el cual se conducirán, aislándolas mediante cajeros análogos a los descritos, de las aguas de la marea que entran y salen en el embalse.

Finalmente, deberá tenerse en cuenta la posibilidad de formación de barra en la desembocadura, estudiando las corrientes exteriores a la misma cuyos valores máximos nos limitarán los que debemos proyectar para las corrientes del canal, orientando la boca en la forma más favorable, lo mismo que, caso de recurrirse a ella, la boca de evacuación de aguas dulces.

La Coruña, 19 de mayo de 1950.

N.º 261. - Las características del hormigón de las presas de embalse

Autor: D. DOMINGO DÍAZ-AMBRONA MORENO

Ingeniero de Caminos

España sobresale tradicionalmente en la construcción de obras hidráulicas. Ha sido en el pasado, y aun es ahora, nación que marcha a la cabeza del mundo en lo que a presas de embalse se refiere, y que se orienta en la actualidad con marcada preferencia hacia la ejecución de presas de hormigón del tipo de las de gravedad.

Es indudable que el estudio del hormigón para tales presas es de la mayor importancia en la Ingeniería española, ya que anualmente se ejecutan muchos cientos de miles de metros cúbicos, y está comprometida la Nación en la terminación de obras que suman tal vez una decena de millones de metros cúbicos.

Más que hacer una aportación personal al problema técnico de la fabricación y puesta en obra del hormigón, cosa que no estaría encajada en las circunstancias de tiempo que condicionan la celebración de este Congreso, me propongo señalar un posible programa de acción fecunda en este terreno.

Las conclusiones que presento a la consideración de los congresistas pueden servir de base para articular una más estrecha colaboración entre los ingenieros es-

pañoles que centramos nuestra actividad en la ejecución de grandes masas de hormigón.

Si es relativamente voluminosa la bibliografía extranjera de que puede disponerse en estos temas, la experiencia española, aunque extensa e interesante, no es igualmente asequible al técnico español ávido de información.

No son, en realidad, suficientes las normas aplicables a los hormigones en general, ni bastan los manuales y textos para orientar al constructor. Hace falta profusión de datos reales, obtenidos directamente de la experiencia de las obras.

En general, al pie de cada obra que implica la ejecución de grandes masas de hormigón existe un laboratorio, orientado fundamentalmente hacia la comprobación de calidad de los materiales utilizados y del hormigón resultante de su mezcla. A menudo ese laboratorio desarrolla también estimable labor de investigación y, sobre todo, de comprobación y contraste de los datos numéricos vigentes, proporcionados teóricamente, cifras que, en definitiva, no son más que los resultados de una experimentación lejana en

el espacio y en el tiempo, y que acaso no resulten completamente adaptadas a nuestras circunstancias.

En apoyo de las conclusiones que propongo, más que razonamientos, probablemente innecesarios, dadas sus características de generalidad, presento una porción de datos espigados en la muy abundante experimentación que ha sido dado desarrollar en los laboratorios de los pantanos de El Vado y de Entrepeñas.

Deliberadamente no se ha efectuado ningún análisis especial de los datos, que aparecen en toda su sencillez desnuda, indudablemente más expresiva por sí misma, ante el ojo experto, que una sucesión de análisis, fórmulas o comentarios, probablemente mixtificados.

La hoja núm. 1 de gráficos, por ejemplo, resume el resultado de una experimentación de laboratorio, efectuada con áridos obtenidos directamente de los silos de la presa de El Vado, clasificados de modo que su granulometría siguiera exactamente la curva de Fuller, corregida, para tener en cuenta el cemento. Efectuadas las series de roturas de las probetas cilíndricas por compresión, por flexión y por compresión a lo largo de una generatriz, así como la rotura por compresión de probetas cúbicas, las curvas proporcionan sorprendente evidencia. La relación agua-cemento determinada como óptima—el 65 %—dista mucho de coincidir con lo que insistentemente se aprende en los textos, y, sin embargo, la repetición de ensayos posteriores, así como la observación de testigos extraídos de la presa, confirmó muy repetidas veces la realidad de este resultado.

La explicación es bastante clara: los áridos calizos, en condiciones de humedad normal, en ambientes secos, requieren diferente cantidad de agua que los procedentes de trituración de rocas silíceas o hipogénicas, y muy distinta también de la necesaria para formar hormigones con arenas naturales.

La relación agua-cemento, como se reconoce en muchos textos, pero no se tiene siempre en cuenta, ha de partir de la consideración de la clase y cantidad de los áridos, así como de las condiciones del ambiente. En cada caso particular, sólo una experimentación «in situ» puede servir para determinar la cantidad óptima de agua.

En relación con este mismo tema, es interesante hacer constar que la importancia de los hormigones se-

cos no es la misma en las presas de embalse que en aquellas obras que requieran desmolde rápido y cuyo fraguado y endurecimiento en el menor plazo posible son de importancia económica esencial. Para fabricar un tubo de hormigón, cuyo desmolde es casi inmediato y cuyo apisonado es perfecto, no puede tenerse el mismo criterio que para el hormigón de una presa, en la que el mayor peligro es dejar grandes huecos entre los áridos de mayor tamaño, y en cuya masa el apisonado o vibrado es, por fuerza, poco intenso.

Esto parece, indudablemente, perogrullada; sin embargo, la falta de una opinión propia en esta materia, fundada en experimentación realizada en el propio laboratorio de la obra, o, por lo menos, avalada por el testimonio de otras obras análogas, puede producir verdaderas dificultades y entorpecimientos, o, lo que es peor, tal vez, una falta de fe en las indicaciones teóricas, que lleve a un relajamiento indebido en la vigilancia en obra de este importante factor.

Es indudable que urge formar un criterio español, adecuado a nuestros materiales y circunstancias; en esto, como en otros muchos temas que tocan a la fabricación del hormigón en grandes masas, y que se diferencia mucho de los condiciones ordinarias.

Los pliegos de condiciones de las obras, por las circunstancias en que se redactan, no suelen ser muy ilustradores. La Instrucción vigente para obras de hormigón, a la que suelen referirse los pliegos, tampoco es completamente satisfactoria a este respecto. Posiblemente, el problema tiene ya entidad suficiente para que se redacte una Instrucción particular para esta clase de obras, con vigencia en España.

En las presas de gravedad pura, e incluso en las de arco gravedad y en muchas bóvedas, la puesta en carga de la obra es tan lenta, que las resistencias iniciales elevadas son completamente innecesarias. Por otra parte, los procesos de elevación de temperatura y de retracción que acompañan al fraguado y endurecimiento rápidos son francamente perjudiciales, y llevan a menudo a costosas instalaciones de refrigeración o a graves daños.

De hecho, bastante más del 10 % del cemento producido en España se destina a la construcción de presas de embalse. Nada más lógico que producir un tipo perfectamente adecuado a las condiciones y exigencias de esta clase de obras. Las soluciones par-

ciales, hasta ahora adoptadas, lo han sido, más bien, por otra clase de consideraciones. El estudio profundo del tipo de cemento más adecuado debe preceder; pero no hay duda de que el paso inmediato debe ser el establecimiento de fábricas (propiedad del Estado) que sirvan exclusivamente esos tipos. Los posibles aumentos de distancia de transporte, estarían, sin duda, compensados con disminución de los gastos de fabricación.

Otra de las partes importantes que tiene conexión con nuestro tema, es la del modo cómo debe preverse la vigilancia del hormigón. Hay una vieja tendencia, en apariencia, muy sugestiva, que, bajo el tema «libertad y responsabilidad» propugna la simple exigencia de las características que se deseen obtener, dejando al arbitrio del constructor el modo de obtenerlos.

No dudamos de que este sistema daría fuerte impulso en el camino del progreso a las construcciones, y de que la indudable economía que inicialmente obtendrían los constructores bien preparados y técnicamente documentados, repercutiría en breve plazo en beneficio de la economía nacional. Es más, en otra clase de obras resultaría sin duda muy adecuado. En lo que a presas de embalse se refiere, lo consideramos inadmisibles. Aun prescindiendo del problema —no menudo— de la exigencia de la responsabilidad, y de su exacto calibramiento, así como de las circunstancias de tiempo y masa de obra que involucraría todo en un «maremagnum» difícil de desentrañar, la realidad es que en estas grandes obras, la única vigilancia o comprobación efectivas que puede ejercitarse es la de la fabricación del hormigón.

En realidad debía ir más allá, pues, como antes hemos apuntado, debía llegar hasta la intervención en la fabricación del cemento.

Es evidente que este sistema macizamente conservador, entraña, como todos los sistemas conservadores, gran inercia para la introducción de mejoras e indudable despilfarro en aras de una seguridad tal vez excesiva. Pero puede perfectamente mitigarse dando agilidad mayor a la dirección de la obra. La creación de la «Comisión de Revisión de precios» del Ministerio de Obras Públicas, ha demostrado cómo, hasta en la materia más flúida, discutible y sospechosa, puede llegarse a una regulación objetiva y eficaz. Mucho más sencillo sería organizar una Comisión que pudiera informar o resolver acerca de las mejoras que en los

sistemas de ejecución y puesta en obra del hormigón pueden adoptarse con indudable economía. Aunque el interés privado del contratista sea, sin duda, más ágil y directo, es mucho lo que puede hacerse sin más que adoptar un tipo de dirección algo más flexible, respaldado por una Comisión realmente solvente.

En realidad, la Conclusión 4.^a, en la que se concreta lo anteriormente expuesto, no afecta a lo existente, sino que se anticipa a resoluciones que pudieran tomarse en sentido contrario. En propuestas de modificación del actual Pliego General de Condiciones para la Contratación de Obras Públicas, suscritas por ingenieros, en verdad, eminentes, se ha defendido la idea de «libertad y responsabilidad», y, por lo mismo que la consideramos verdaderamente valiosa en algún sentido, nos parece oportuno hacer constar que, precisamente, en el campo del hormigón de las presas de embalse, no es propiamente aplicable.

La experimentación desarrollada en obra es de la mayor importancia, pero para que tenga valor pleno, es indudable que se requiere que las condiciones del hormigón ensayado sean lo más exactamente posibles conseguidos en la obra.

Una aproximación rudimentaria solamente, pero muy usual, es la de confeccionar probetas con áridos y cementos procedentes de la obra. Tiene el grave inconveniente de que suele dar mejores índices que el hormigón realmente ejecutado, ya que su ejecución es casi siempre más perfecta y cuidada, como realizada en pequeña masa. Más aproximado es tomarlo de la propia masa de hormigón ya vertido. Esto da, sin duda, una probeta muy semejante, pero en la que tienen bastante influencia algunos factores, tales como el tamaño relativo del árido de mayor calibre y la probeta, y la colocación que se haga del hormigón dentro de la misma. Si se procura no apisonar ni reducir fuertemente el «efecto de pared», es indudable que tendremos siempre un hormigón de características inferiores al realizado en obra, lo cual es realmente valioso desde el punto de vista de la seguridad, aunque produzca una indicación falseada y a veces algo oscilante. Para extremar este sano pesimismo hemos llegado al extremo de tomar el hormigón directamente de la boquilla del «aeroplano» distribuidor en un sistema de canaletas móviles, y aun así se han obtenido muy valiosas indicaciones en el pantano de El Vado.

Pero no cabe dudar acerca del método de ensayo preferible, que es el de obtención de testigos. Los obtenidos con pico, además de ser prohibitivamente caros, dan indicación falseada, pues, al labrar sus caras, se va dejando solamente la parte más sana, por lo que arrojan resultados peligrosamente optimistas. La obtención de testigos con sonda cilíndrica es el método preferible y que debe preconizarse. No sólo por su baratura y rapidez, sino porque se presta a diferentes tipos de ensayos. Ya la simple extracción del testigo, si se compara atentamente la longitud obtenida con la del taladro, proporciona indicación muy valiosa. También se obtiene información interesante respecto al estado de las juntas de trabajo, especialmente en los lechos horizontales y casi horizontales. Los huecos de los taladros son la mejor prueba que pueda imaginarse respecto a la impermeabilidad.

Pero la utilidad mayor puede obtenerse comparando las roturas utilizando simultáneamente los tres sistemas que señalamos, y que son: rotura por compresión, rotura por flexión y rotura por compresión a lo largo de una generatriz. Esta última sobre todo —y que por cierto no sabemos que se haya utilizado sistemáticamente—, proporciona un conocimiento excelente de la calidad del hormigón. El examen de la rotura, que en los buenos hormigones se produce siguiendo un perfecto plano vertical, es singularmente valioso, ya que, sobre todo, en hormigones de caliza, la piedra se parte siguiendo ese plano vertical, y rara vez se desprende del hormigón circundante en el caso de un buen hormigón.

El objeto de este trabajo hace que no examinemos el valor que deba darse a la carga de rotura, punto que se prestaría a muchas discusiones. Basta saber que está unívoca y sencillamente relacionado con la de rotura de tracción, y como consecuencia a compresión. Para la más fácil inteligencia del personal subalterno del laboratorio, cuando se opera siempre con testigos del mismo diámetro, lo más cómodo es consignar la carga eventual que resulta de dividir la fuerza que produce la rotura por la sección de rotura. En los apéndices numéricos, ésta es la cifra que se consigna bajo el epígrafe de «resistencia a la tracción» en algunos ensayos realizados en el pantano de El Vado.

Si se combinan las tres cifras con las de rotura por compresión de un cubo de las dimensiones mayores

que se pueda disponer, el conocimiento del hormigón es muy completo.

El único inconveniente que ofrecen los testigos sacados con sonda es que, corrientemente, no se puede estudiar en ellos bien el proceso de endurecimiento, sobre todo, en las edades tempranas; por ello, consideramos del mayor interés establecer correlación entre la serie de probetas tomadas en el día de colocación del hormigón y los testigos.

La experiencia obtenida en la presa de Entrepeñas, en la que ya se han colocado unos 110.000 metros cúbicos de hormigón y se han tomado cada día 12 probetas del hormigón ya vertido, unas veces antes de ser vibrado, y otras, después de ser sometido a vibración, permite asegurar que el vibrado del hormigón mediante vibrador eléctrico —incomparablemente más cómodo que el neumático— es de singular eficacia para mejorar la resistencia, densidad, impermeabilidad y demás cualidades afines del hormigón.

En los gráficos 1 al 8 se registran muchos centenares de roturas de probetas con diferentes edades, formas y tamaños, siempre —salvo un solo caso que puede atribuirse, sin vacilaciones, al efecto comprobado de la probeta— la resistencia ha sido mayor en el caso del hormigón vibrado que en el sin vibrar, sean cualesquiera la edad del hormigón, la forma de la probeta, la relación agua-cemento, la curva granulométrica o el sistema de colocación. (Véanse gráficos y anexos al final del trabajo).

Hemos ensayado distintos tipos de vibradores, todos con frecuencia relativamente baja —unas 3.000 revoluciones por minuto—, y el que ha proporcionado, sin disputa, mejores resultados, es el de bastidor horizontal con púas verticales.

Como, por no exigirla el pliego de condiciones, la vibración no se lleva a cabo con plena intensidad, hemos formado un gráfico, el 3, en el que, eligiendo al azar los días, se observa con exactitud matemática que a menor superficie vibrada con un solo vibrador, es decir, a mayor intensidad del vibrado corresponde indefectiblemente mayor resistencia.

En relación con las curvas de densidades, debe hacerse notar que están obtenidas atribuyendo a las probetas la totalidad del volumen teórico del molde, cosa que es muy raro se cumpla en la realidad, porque el transporte las deteriora considerablemente y despor-

tilla, reduciendo el peso y el volumen. Como sólo se computa la reducción del peso, es indudable que la densidad consignada en los gráficos es siempre bastante menor que la real, a veces, con diferencia de hasta un 5 %. Así lo demuestra la comparación de las densidades reales obtenidas en el laboratorio del pantano de El Vado en testigos extraídos con sonda, cuyo volumen se medía por inmersión, antes de que absorbieran agua. Comprobaciones directas, pero menos extensas y sistemáticas, han arrojado el mismo resultado.

Lo anterior pone de relieve la importancia del vibrado para el hormigón de las presas de embalse. Desde luego, si, haciendo abstracción de las otras cualidades, considerásemos el módulo de resistencia como suficientemente indicador y examináramos solamente unas cuantas de las variables más influyentes que condicionan la calidad del hormigón: por ejemplo, dosificación, granulometría, relación agua-cemento, mezcla de «aireadores», calidad de los áridos, adición de impermeabilizantes, modo de colocación del hormigón, cura del mismo, etc., creemos que, efectuada una comparación «ceteris paribus» en la que sólo se cambie una variable, el procedimiento más económico de mejorar el hormigón, en circunstancias normales, en cuanto apreciable y en toda su masa, es el del vibrado.

No puede objetarse que el vibrado es realmente caro, puesto que su coste no está originado por el verdaderamente muy bajo de la aplicación del vibrador, sino por la reducción de volumen que impone al hormigón. Tal encarecimiento aparente no es más que un índice claro de la mejora de la calidad del hormigón. Sobre todo para presas de embalses de gravedad, con las características que hasta ahora tienen las españolas, el aumento de densidad y resistencia obtenido mediante vibrado por concentración de la masa siempre será preferible y más económico que el aumento de resistencia —y en mucho menor cuantía de densidad— que pudiera obtenerse por aumento de la dosificación de cemento.

Por último, consideramos del máximo interés evitar que se pierdan los resultados de la abundante experimentación que se ha realizado, y que todos los días se viene realizando, en las presas españolas. También sería muy importante aprovechar a fondo los conocimientos y experiencia del personal de obra encargado de los laboratorios, a quien pudieran propor-

cionarse cursillos teóricos con el provechoso intercambio de conversaciones a ellos anejo, y no sería tampoco desdeñable la economía y eficacia que pudiera obtenerse por el mejor aprovechamiento de aparatos, muchos de ellos difíciles de adquirir en las circunstancias actuales.

En realidad, las cuencas hidrográficas son ya unidas bastantes amplias, y en ellas se realiza algo de esa unificación e intercambio; pero es insuficiente, y no cabe duda de que la colocación de todos los laboratorios en conexión íntima, aunque sumamente flexible con el Laboratorio Central de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, así como con el Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, tiene que reportar enormes beneficios.

Para terminar, sólo mencionamos que los datos y gráficos que acompañan sin análisis y elaboración apenas no representan más que una mínima parte de la copiosa labor de experimentación y ensayo desarrollada en los laboratorios de los pantanos de El Vado y Entrepeñas. Agobiado por la premura de tiempo, no es ni siquiera lo más interesante. Todo ello, como este modesto trabajo, no tiene pretensiones algunas, y es sólo una muestra de lo que se hace en estos laboratorios, como en otros muchos de España, y cuyos resultados conviene seguramente que sean conocidos. Sólo representa el deseo de hacer una sencilla aportación al Congreso en materia en que se consume nuestra vida diaria y en la que por fuerza hemos de hacer observaciones no desprovistas por completo de interés. Antes de terminar quiero señalar aquí la colaboración que he tenido, no solamente para la preparación de este sencillo trabajo, sino para la labor realmente pesada de la obtención de datos, en los Ayudantes de Obras Públicas de El Vado y Entrepeñas, señores Morcillo Paredes y Sanz Aguirre, así como en el auxiliar técnico señor Ferrer Lasala y en los encargados de laboratorios, señores Campos y Molina Muñoz.

Todo lo anterior puede resumirse en las siguientes conclusiones que tengo el honor de someter a la consideración del Congreso:

1.^a Es del mayor interés estudiar, mediante datos obtenidos directamente en las obras, las características de los hormigones utilizados en las presas de embalse, enfocando el estudio desde un punto de vista distinto del aplicable a los hormigones ordinarios.

2.^a Tales clases de hormigones, colocados en grandes masas y a velocidades de ejecución incomparablemente superiores a la corriente en otros tipos de obras tienen exigencias muy diferentes que las de éstos, y, no sólo en lo que se refiere a características finales, sino también a los procesos de fraguado y de endurecimiento y circunstancias que en ellos influyan.

3.^a Más que a prescribir módulos elevados, debe tenderse a lograr el armónico desarrollo de todas las cualidades imprescindibles del hormigón, estudiando y previendo en concreto cada una de ellas, sin omitir ninguna de las esenciales, y a lograr la adecuación perfecta entre prescripciones y fines a los que sirven.

4.^a El sistema de exigir resistencias u otras características mínimas, sin tener en cuenta el proceso de fabricación del hormigón, es totalmente inadecuado para las presas de embalse. La vigilancia y comprobación de la granulometría, la dosificación, la relación agua-cemento, el batido, los medios de transporte, la colocación, el vibrado y demás condiciones son mucho más importantes que la rígida exigencia de módulos que pueden ser resultado, pero no índices de la perfecta ejecución del proceso.

5.^a Es de la mayor importancia extraer testigos del seno de la masa de hormigón colocado y, bien cono-

cida la fecha de colocación, confrontar la historia y comportamiento de los testigos extraídos con las probetas tomadas «in situ» el día de la colocación, de modo que pueda intentarse establecer correlación entre ambas series.

6.^a Es recomendable la rotura de los testigos cilíndricos extraídos, sometiéndolos a flexión y compresión sobre generatrices, además de la compresión normal.

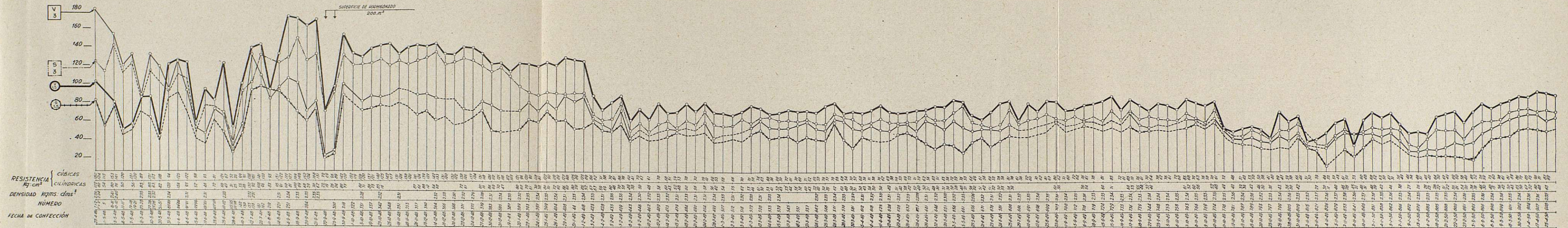
7.^a La vibración de la masa de hormigón, mediante vibradores con preferencia eléctricos, aun relativamente poco revolucionados, constituye uno de los procedimientos más sencillos y económicos de aumentar la resistencia y cualidades afines del hormigón.

8.^a Es recomendable la máxima difusión y más intenso intercambio entre los resultados de la experimentación obtenidos en los laboratorios dependientes de la Dirección General de Obras Hidráulicas, por lo menos. Debe estudiarse la posibilidad de su integración en una unidad superior en relación muy directa con el Laboratorio Central de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos y el Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento.

Madrid, 30 de mayo de 1950.

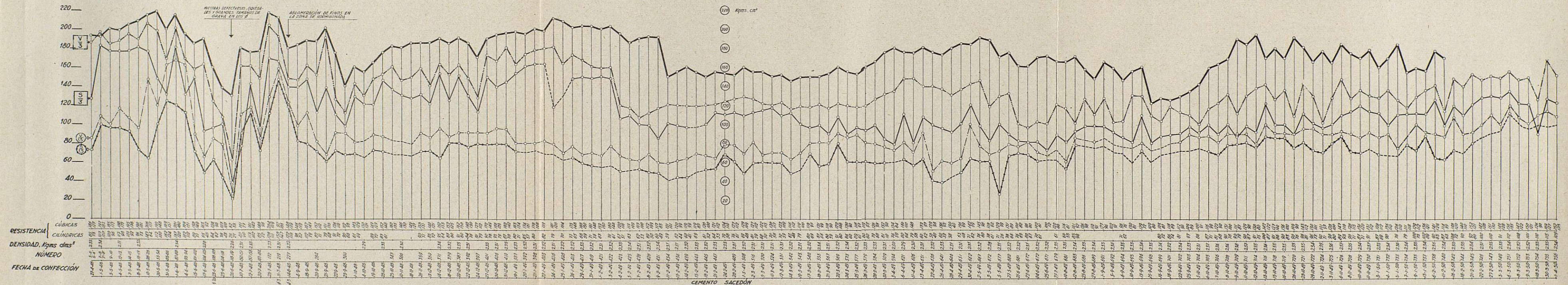
LABORATORIO DEL PANTANO DE ENTREPEÑAS

1.—Hormigón de 300.—ROTURAS A LOS 7 DÍAS.

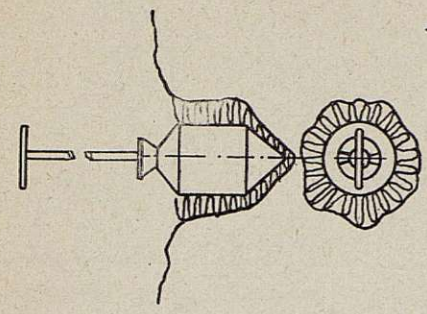
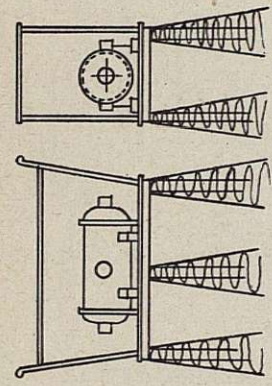


2.—Hormigón de 300.—ROTURAS A LOS 28 DÍAS.

ROTURAS A LOS 60 DÍAS O—O—O



3.—Hormigón puesto en obra



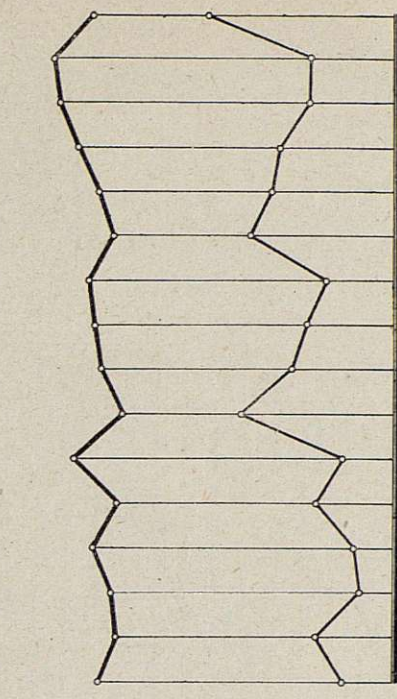
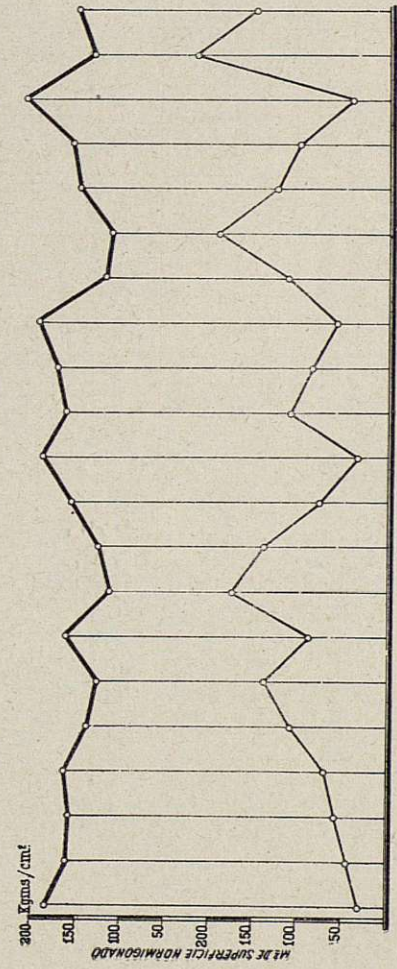
HORMIGÓN DE 300 VIBRADO Y CURVA DE SUPERF. CIE HORMIGONADA

VIBRO DE AGUJA

VIBRO DE INMERSIÓN

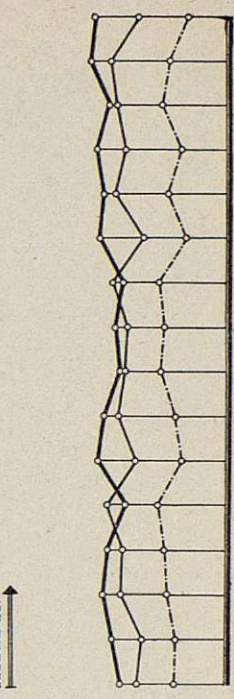
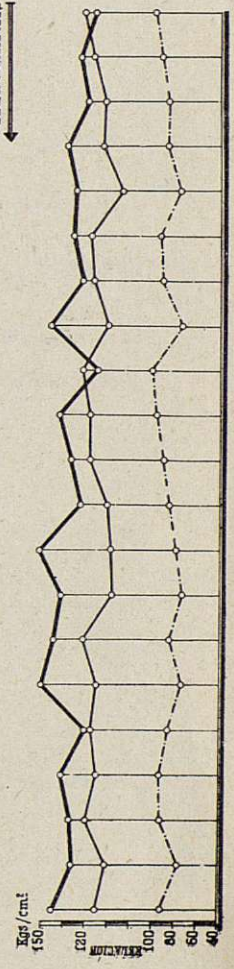
RESULTADO DE ROTURAS A LOS 60 DÍAS

Onda vibratoria ~~~~~
Frecuencia: 3.000 vibraciones : min.
Curva de resistencia Kgs/cm²
id. de relación



VALDERRIAS

SACEDÓN

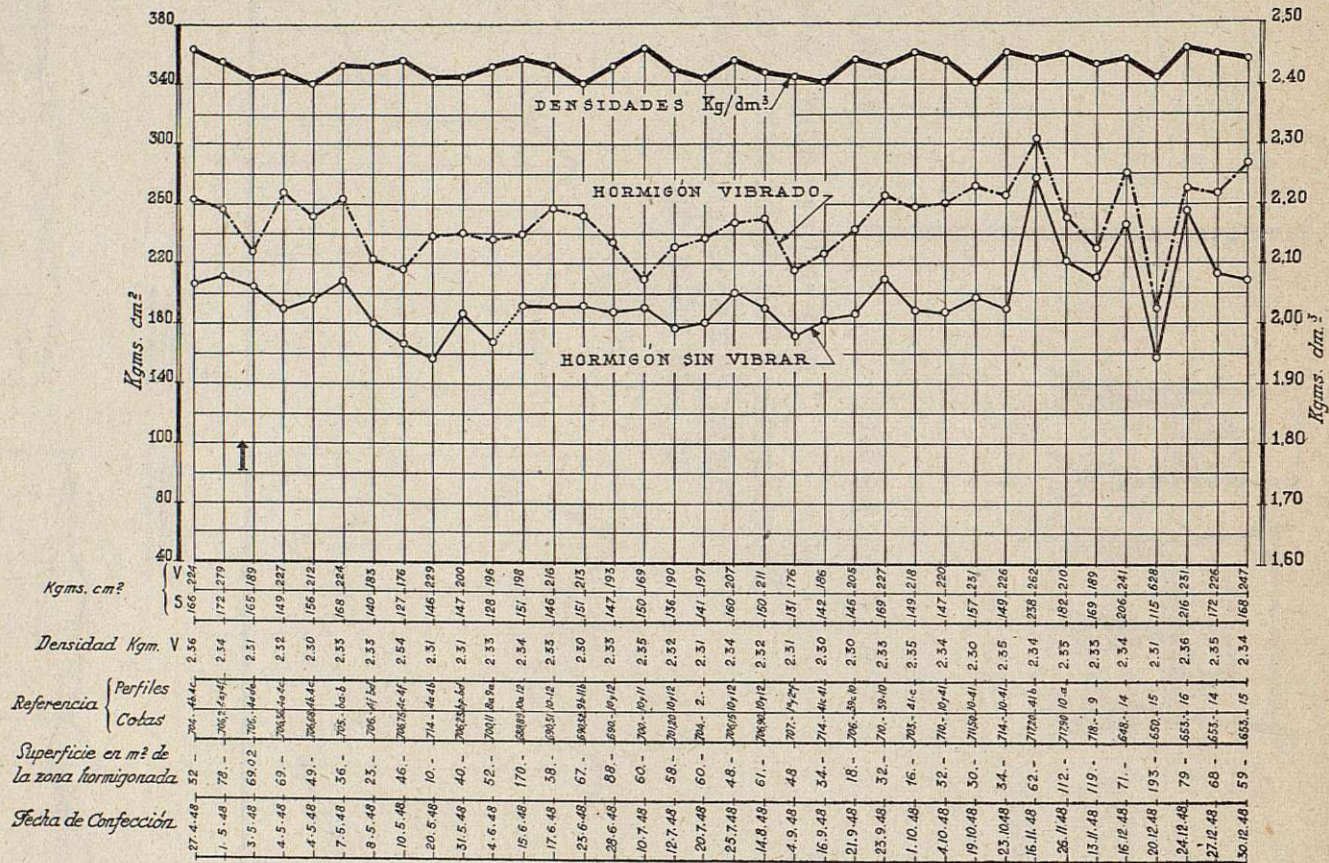


LABORATORIO DEL PANTANO DE ENTREPEÑAS

4.—Hormigón de presa

Dosificación 300

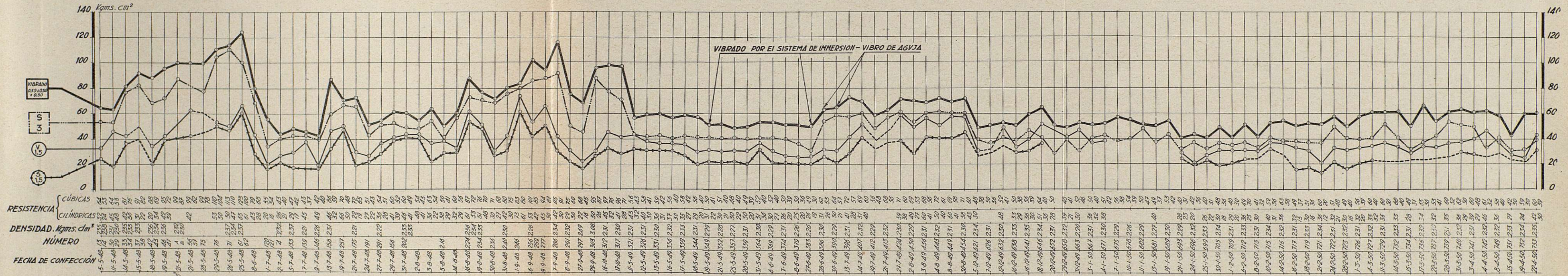
ROTURA AL AÑO Y CURVA DE DENSIDADES.



5.—Hormigón de 220 en obra.—ROTURAS A LOS 7, 28, 60, 180 DÍAS.

Probeta ensayada: cubica de 0,30 × 0,30 × 0,30

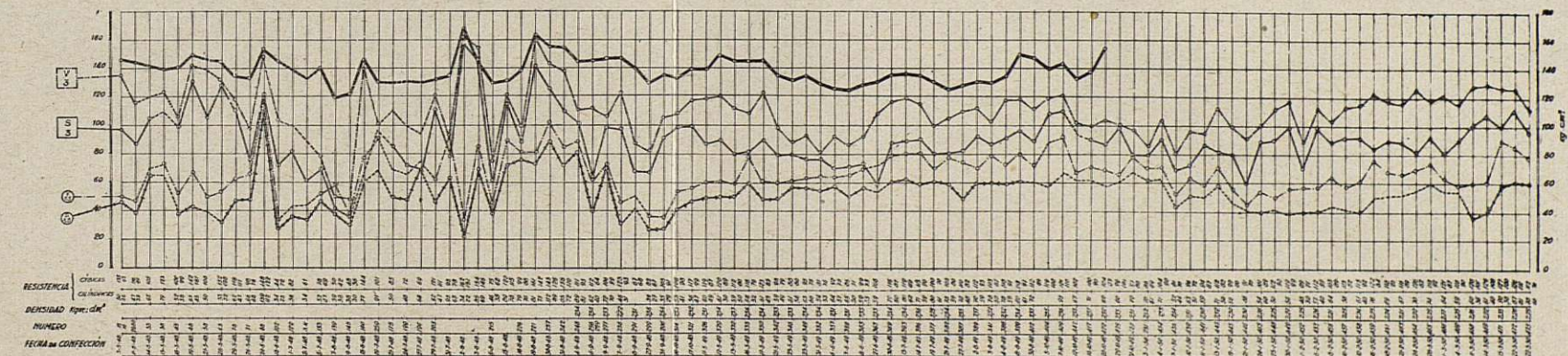
- A los 7 días { O—X—X Hormigón vibrado
O » sin vibrar
A los 28 días { O—●—● » vibrado
O—+—+ » sin vibrar
A los 60 días { O—...—... vibrado
O— — — — » sin vibrar
A los 180 días { O— — — — » vibrado
O— — — — » sin vibrar



6.—Hormigón de 180.—ROTURAS A LOS 7 DÍAS.

7.—Hormigón de 180.—ROTURAS A LOS 28 DÍAS.

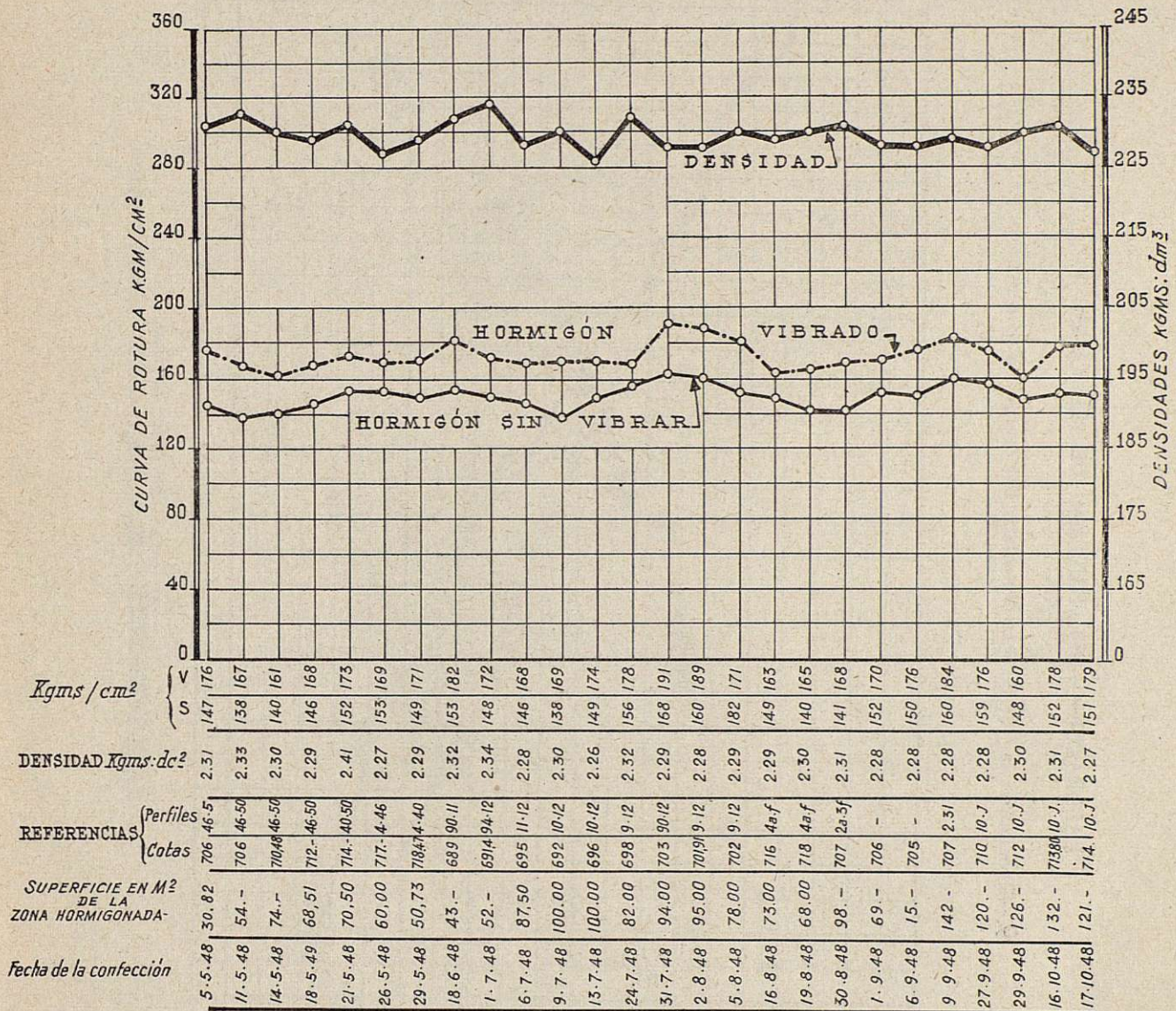
ROTURAS A LOS 60 DÍAS O—O—O



LABORATORIO DEL PANTANO DE ENTREPEÑAS

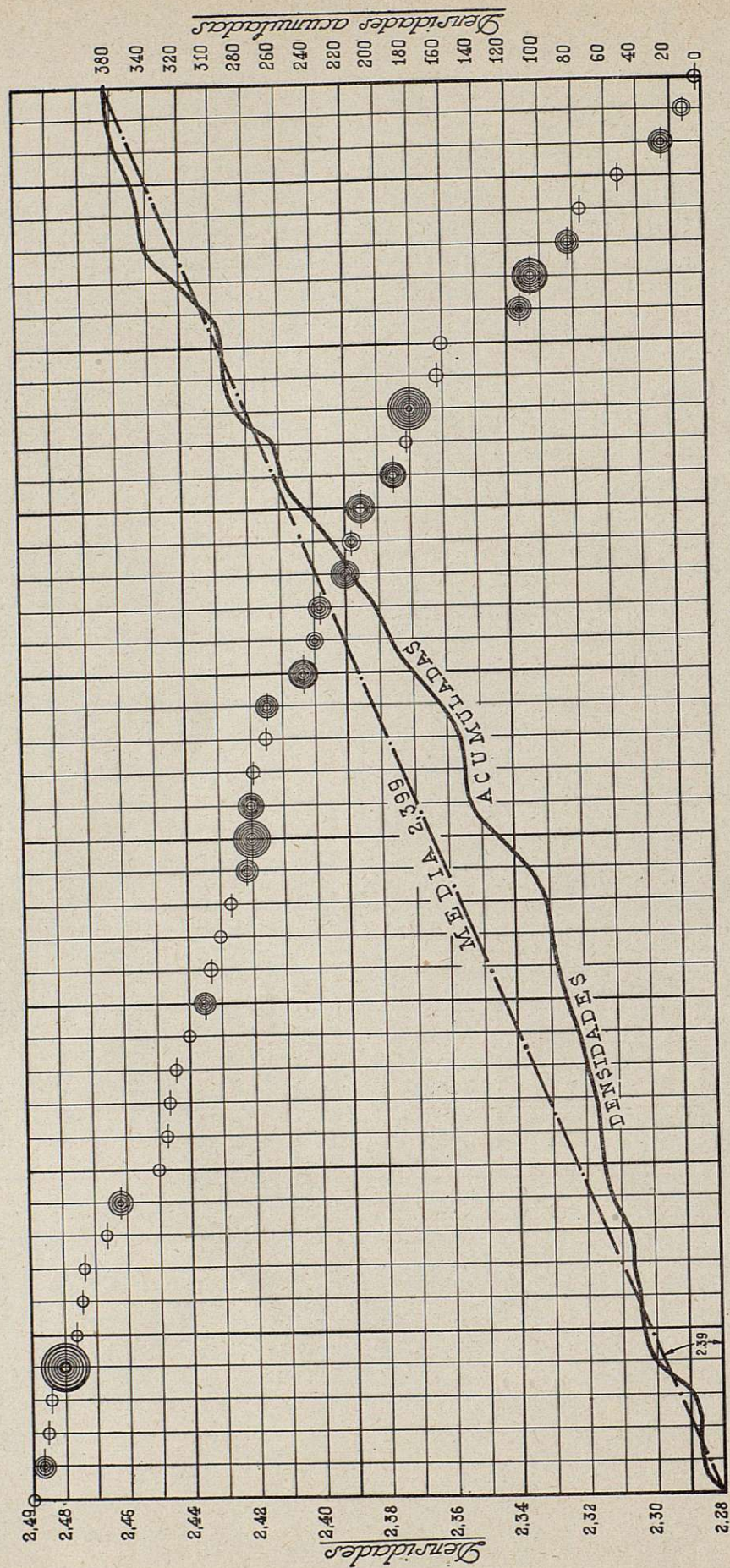
8.—Hormigón de presa

ROTURA AL AÑO Y CURVA DE DENSIDADES



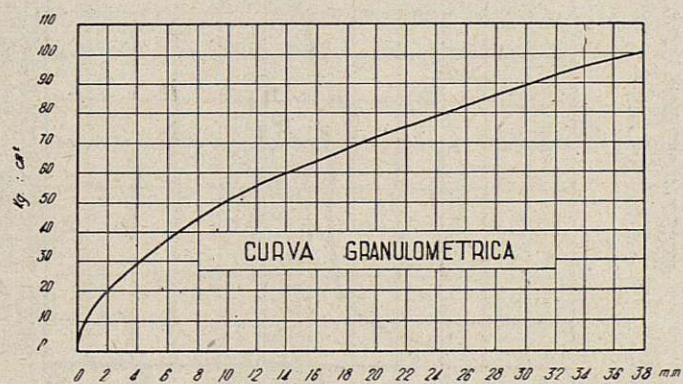
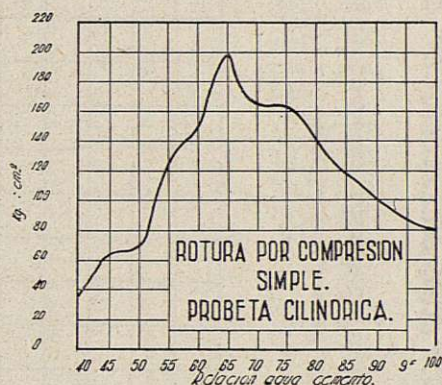
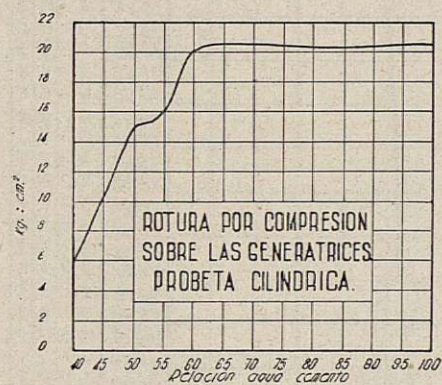
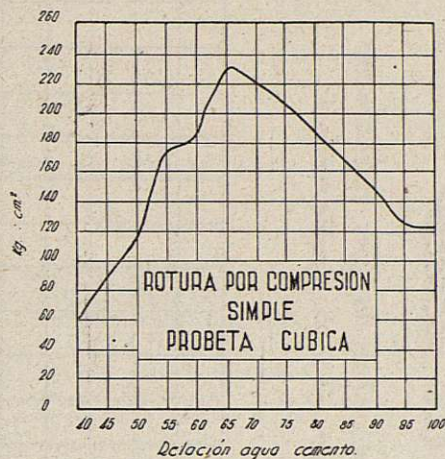
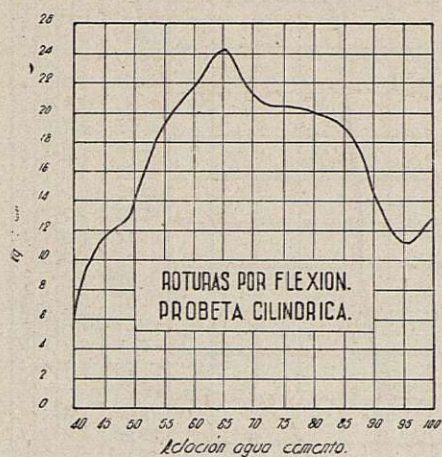
LABORATORIO DEL PANTANO DE «EL VADO»

9.—Densidades de los testigos extraídos del cuerpo de la presa



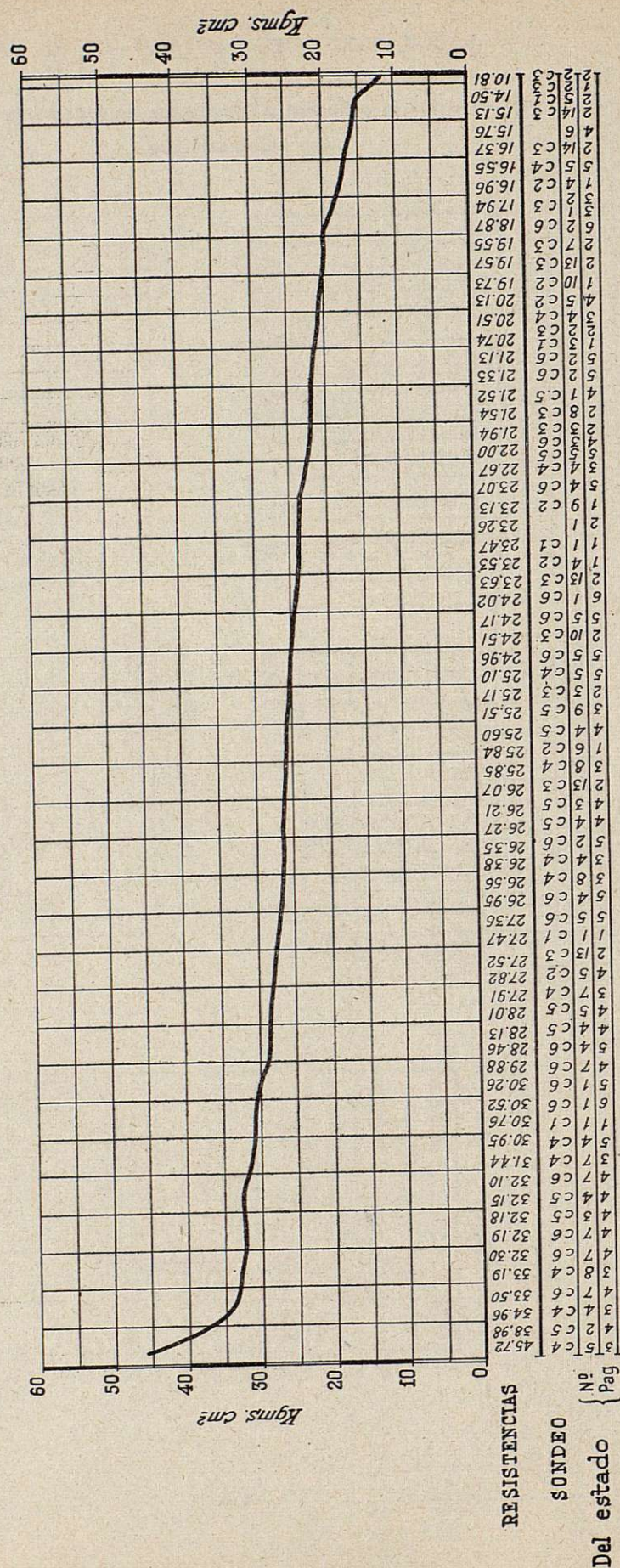
Signos convencionales { \circ Un solo testigo
 \odot 4 Testigos con la misma densidad

10.—Resistencia a flexión y compresión en función de la relación
agua-cemento



Laboratorio del Pantano de El Vado

11.— Gráfico de resistencias virtuales clarificados, en kgms. por cm² de testigos cilíndricos extraídos con sonda, totos por compresión a lo largo de una generatriz.



A N E X O S

CARACTERÍSTICAS DE LOS HORMIGONES

RELACIÓN DE DENSIDADES OBTENIDAS EN TESTIGOS EXTRAÍDOS CON SONDA DEL CUERPO DE LA PRENSA, ORDENADAS DE MAYOR A MENOR

Densidades	Número de veces que se repite	Densidades acumuladas
2,490		2,490
2,487	++++	14,925
2,485		17,410
2,484		19,894
2,480	+++++	44,694
2,476		47,170
2,474		49,644
2,473		52,117
2,466		54,583
2,462	++++	66,893
2,450		69,343
2,447		71,790
2,446		74,236
2,444	++	81,568
2,440		84,008
2,435	+++	93,748
2,433		96,181
2,430		98,611
2,427		101,726
2,422	+++	110,726
2,421	+++++	134,936
2,420		149,456
2,419		151,875
2,416		154,291
2,415	+++	163,951
2,403	+++++	183,175
2,400	++++	195,175
2,398	++++	204,767
2,390	+++++	219,107
2,388	++++	228,659
2,385	++++	245,354
2,375	++++	259,604
2,371		261,975
2,370	+++++	288,045
2,361		290,406
2,360		292,766
2,336	+++++	303,790
2,333	++++	327,788
2,321	++++	341,714
2,317		344,031
2,306		346,337
2,292	+++	355,505
2,286	+	360,067
2,282		362,359

RELACIÓN DE DENSIDADES MEDIDAS EN EL LABORATORIO DEL PANTANO DE «EL VADO» CON MATERIALES ÁRIDOS TOMADOS DE LA CINTA TRANSPORTADORA DE LA DOSIFICACIÓN, EXCLUYENDO LA GRAVA

Fecha fabricación	Dimensiones dm.	Dosificación Kg. c. x m. ³	Densidad	Edad	Agua litros para 20 Kgs. de áridos	Resistencia
24- 6-42	2 x 2 x 1	300	2,312	28 d.	1,594	286,17
24- 6-42	2 x 2 x 1	300	2,275	»	1,594	268,01
26- 6-42	2 x 2 x 1	300	2,125	»	1,328	139,04
26- 6-42	2 x 2 x 1	300	2,200	»	1,460	141,59
27- 6-42	2 x 2 x 1	300	2,225	»	1,460	210,92
27- 6-42	2 x 2 x 1	300	2,262	»	1,460	229,09
27- 6-42	2 x 2 x 1	300	2,404	23 d.	1,600	147,95
29- 6-42	2 x 2 x 1	300	2,325	28 d.	1,726	293,96
29- 6-42	2 x 2 x 1	300	2,237	»	1,726	299,14
30- 6-42	2 x 2 x 1	300	2,362	»	1,859	286,17
30- 6-42	2 x 2 x 1	300	2,350	»	1,859	286,17
1- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,300	»	1,992	257,63
1- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,337	»	1,992	275,79
4- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,075	»	1,062	80,08
4- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,062	»	1,062	77,50
4- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,350	»	2,058	265,41
4- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,375	»	2,058	275,79
4- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,425	»	2,125	293,96
4- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,450	»	2,125	293,96
6- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,425	»	2,257	221,30
6- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,425	»	2,257	231,68
6- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,400	»	2,390	177,47
6- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,412	»	2,390	180,04
6- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,150	»	1,195	123,73
6- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,162	»	1,195	116,09
7- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,200	»	1,391	177,47
7- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,175	»	1,318	169,76
7- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,450	»	1,793	309,52
7- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,425	»	1,793	306,93
7- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,450	»	1,925	338,07
7- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,450	»	1,925	330,28
8- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,275	»	1,527	234,28
8- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,275	»	1,527	234,28
8- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,300	»	1,660	288,77
8- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,250	»	1,660	280,98
8- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,425	»	2,523	182,61
8- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,400	»	2,523	172,33
10- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,350	»	2,390	226,49
10- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,325	»	2,390	210,93
10- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,300	»	2,357	213,52
10- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,300	»	2,257	223,90
11- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,350	»	2,523	141,59
11- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,375	»	2,523	154,34
11- 7-42	2 x 2 x 1	300	2,400	»	2,390	159,480

Fecha fabricación	Dimensiones dm.	Dosificación Kg. c. x m. ³	Densidad	Edad	Agua litros para 20 Kgs. de áridos	Resistencia	Fecha fabricación	Dimensiones dm.	Dosificación Kg. c. x m. ³	Densidad	Edad	Agua litros para 20 Kgs. de áridos	Resistencia
11-7-42	2 x 2 x 1	300	2,412	28 d.	2,390	167,19	30-10-42	2 x 2 x 2	300	2,350	3 m.	180,0	162,05
12-7-42	2 x 2 x 1	300	2,350	»	1,992	221,30	3-12-42	2 x 2 x 1	200	2,455	21 d.		418,90
12-7-42	2 x 2 x 1	300	2,475	»	2,058	216,11	3-12-42	2 x 2 x 1	200	2,460	»		402,93
13-7-42	2 x 2 x 1	300	2,325	»	1,992	221,30	3-12-42	2 x 2 x 1	200	2,462	»		423,69
13-7-42	2 x 2 x 1	300	2,475	»	2,058	216,11	3-12-42	2 x 2 x 1	200	2,447	»		415,91
13-7-42	2 x 2 x 1	300	2,425	»	2,125	213,52	3-12-42	2 x 2 x 1	200	2,447	»		410,72
13-7-42	2 x 2 x 1	300	2,425	»	2,125	213,52	3-12-41	2 x 2 x 1	180	2,447	»		462,61
13-7-42	2 x 2 x 1	300	2,425	»	2,125	208,33	3-12-42	2 x 2 x 1	180	2,475	»		466,61
13-7-42	2 x 2 x 1	300	2,425	»	56 %	247,21	3-12-42	2 x 2 x 1	180	2,467	»		434,07
15-7-42	2 x 2 x 1	300	2,425	»	56 %	247,25	3-12-42	2 x 2 x 1	180	2,472	»		452,23
15-7-42	2 x 2 x 1	300	2,450	»	58 %	278,38	3-12-42	2 x 2 x 1	180	2,462	»		475,59
15-7-42	2 x 2 x 1	300	2,462	»	58 %	293,96	3-12-42	2 x 2 x 1	180	2,462	»		449,64
15-7-42	2 x 2 x 1	300	2,337	»	54 %	260,22	21-1-43	2 x 2 x 1	180	2,467	3 m.	60 %	506,72
15-7-42	2 x 2 x 1	300	2,337	»	54 %	257,63	21-1-42	2 x 2 x 1	180	2,467	»	260 %	470,40
16-7-42	2 x 2 x 1	300	2,375	»	1,594	268,01	21-1-43	2 x 2 x 1	180	2,470	»	60 %	522,29
16-7-42	2 x 2 x 1	300	2,425	»	1,594	283,58	21-1-43	2 x 2 x 1	180	2,472	»	60 %	522,29
16-7-42	2 x 2 x 1	300	2,425	»	1,660	338,07	21-1-43	2 x 2 x 1	180	2,450	»	60 %	470,40
16-7-42	2 x 2 x 1	300	2,462	»	1,600	327,69	21-1-43	2 x 2 x 1	180	2,475	»	60 %	470,40
16-7-42	2 x 2 x 1	300	2,375	»	1,726	325,09	22-1-43	2 x 2 x 1	200	2,472	»	60 %	470,40
16-7-42	2 x 2 x 1	300	2,350	»	1,726	325,09	22-1-43	2 x 2 x 1	200	2,475	»	60 %	483,37
17-7-42	2 x 2 x 1	300	2,300	»	1,527	260,22	22-1-43	2 x 2 x 1	200	2,450	»	60 %	444,45
17-7-42	2 x 2 x 1	300	2,250	»	1,527	229,09	22-1-43	2 x 2 x 1	200	2,485	»	60 %	475,59
17-7-42	2 x 2 x 1	300	2,312	»	1,460	174,90	22-1-43	2 x 2 x 1	200	2,480	»	60 %	470,40
17-7-42	2 x 2 x 1	300	2,275	»	1,460	164,62	22-1-43	2 x 2 x 1	200	2,460	»	60 %	439,26
17-7-42	2 x 2 x 1	300	2,300	»	1,390	146,69	26-1-43	2 x 2 x 1	200	2,480	28 d.	60 %	436,67
17-7-42	2 x 2 x 1	300	2,325	»	1,394	169,76	26-1-43	2 x 2 x 1	200	2,485	»	60 %	415,91
20-7-42	2 x 2 x 1	300	2,175	»	1,195	74,92	6-3-43	2 x 2 x 1	200	2,510	28 m.	120,0	395,15
20-7-42	2 x 2 x 1	300	2,200	»	1,195	85,25	6-3-43	2 x 2 x 1	200	2,482	»	120,0	309,52
20-7-42	2 x 2 x 1	300	2,325	»	1,328	185,18	24-4-43	2 x 2 x 1	180	2,475	6 m.	60 %	485,97
20-7-42	2 x 2 x 1	300	2,200	»	1,328	174,90	24-4-43	2 x 2 x 1	180	2,457	»	60 %	465,21
20-7-42	2 x 2 x 1	300	1,175	»	1,062	82,67	24-4-43	2 x 2 x 1	200	2,470	»	60 %	470,40
20-7-42	2 x 2 x 1	300	1,175	»	1,062	69,75	24-4-43	2 x 2 x 1	200	2,477	»	60 %	480,38
22-7-42	2 x 2 x 1	300	2,225	»	1,328	221,30	27-4-43	2 x 2 x 1	180	2,467	»	60 %	537,86
22-7-42	2 x 2 x 1	300	2,325	»	1,328	260,22	27-4-43	2 x 2 x 1	180	2,467	»	60 %	501,54
22-7-42	2 x 2 x 1	300	2,125	»	1,195	203,16	27-4-43	2 x 2 x 1	200	2,455	»	60 %	447,05
22-7-42	2 x 2 x 1	300	2,225	»	1,195	242,06	27-4-43	2 x 2 x 1	200	2,442	»	60 %	467,80
22-7-42	2 x 2 x 1	300	2,325	»	1,460	299,14	14-8-43	3 x 3 x 3	250	2,296	28 d.	208,0	84,59
22-7-42	2 x 2 x 1	300	2,300	»	1,460	278,39	14-8-43	3 x 3 x 3	250	2,303	»	208,0	93,74
29-7-42	2 x 2 x 1	300	2,250	»	1,328	210,92	14-8-42	3 x 3 x 3	250	2,281	»	208,0	77,73
29-7-42	2 x 2 x 1	300	2,175	»	1,328	185,18	14-8-43	3 x 3 x 3	250	2,274	»	208,0	150,25
29-7-42	2 x 2 x 1	300	2,075	»	1,195	154,34	18-8-43	2 x 2 x 1	200	2,040	»	108,0	98,17
29-7-42	2 x 2 x 1	300	2,100	»	1,195	139,04	18-8-43	2 x 2 x 1	200	2,072	»	108,0	56,71
29-7-42	2 x 2 x 1	300	2,312	»	1,460	299,14	19-8-43	2 x 2 x 1	200	2,142	»	108,0	144,14
29-7-42	2 x 2 x 1	300	2,312	»	1,460	286,17	19-8-43	2 x 2 x 1	200	2,142	»	108,0	72,33
30-7-42	2 x 2 x 1	300	2,375	»	1,675	449,64	20-8-43	2 x 2 x 1	200	2,155	»	108,0	174,90
30-7-42	2 x 2 x 1	300	2,387	»	1,675	467,80	20-8-43	2 x 2 x 1	200	2,175	»	108,0	108,50
31-7-42	2 x 2 x 1	300	2,300	»	1,620	364,01	21-8-43	2 x 2 x 1	200	2,217	»	108,0	247,25
31-7-42	2 x 2 x 1	300	2,350	»	1,620	402,94	21-8-43	2 x 2 x 1	200	2,125	»	108,0	98,16
2-8-42	2 x 2 x 1	180	2,375	12 m.	1,296	473,00	26-8-43	2 x 2 x 1	200	2,312	»	108,0	395,15
2-8-42	2 x 2 x 1	180	2,400	»	1,296	491,16	26-8-43	2 x 2 x 1	200	2,405	»	108,0	155,00
3-8-42	2 x 2 x 2	300	2,375	28 d.	2,550	239,47	27-8-43	2 x 2 x 1	200	2,330	»	108,0	400,34
7-8-42	2 x 2 x 2	300	2,312	»	2,656	226,49	27-8-43	2 x 2 x 1	200	2,337	»	108,0	144,66
21-8-42	2 x 2 x 2	300	2,412	»	156,0	190,32	28-8-43	2 x 2 x 1	200	2,372	»	108,0	478,18
23-8-42	2 x 2 x 1	200	2,212	»	108,0	262,82	28-8-43	2 x 2 x 1	200	2,410	»	108,0	191,16
23-8-42	2 x 2 x 1	200	2,200	»	108,0	134,33	30-8-43	2 x 2 x 1	200	2,437	»	108,0	537,86
24-8-42	2 x 2 x 1	200	2,275	»	108,0	280,98	30-8-43	2 x 2 x 1	200	2,405	»	108,0	175,66
24-8-42	2 x 2 x 1	200	2,305	»	108,0	149,83	31-8-43	2 x 2 x 1	200	2,335	28 m.	108,0	423,70
25-8-42	2 x 2 x 1	200	2,250	»	108,0	309,52	31-8-43	2 x 2 x 1	200	2,412	»	108,0	211,77
25-8-42	2 x 2 x 1	200	2,237	»	108,0	149,83	1-9-43	2 x 2 x 1	200	2,405	28 d.	108,0	475,59
25-8-42	2 x 2 x 2	300	2,375	»	162,0	182,61	1-9-43	2 x 2 x 1	200	2,405	»	108,0	196,33
26-8-42	2 x 2 x 2	300	2,375	»	168,0	164,62	2-9-43	2 x 2 x 1	200	2,452	»	108,0	576,18
9-10-42	2 x 2 x 2	300	2,325	3 m.	144,0	270,60	2-9-43	2 x 2 x 1	200	2,452	»	108,0	155,00
21-10-42	2 x 2 x 2	300	2,350	»	150,0	249,84	3-9-43	2 x 2 x 1	200	2,465	»	108,0	592,35
24-10-42	2 x 2 x 2	300	2,375	»	156,0	260,22	3-9-43	2 x 2 x 1	200	2,450	»	108,0	165,33
28-10-42	2 x 2 x 2	300	2,375	»	162,0	198,02	4-9-43	2 x 2 x 1	200	2,455	»	108,0	579,38
29-10-42	2 x 2 x 2	300	2,325	»	168,0	198,02	4-9-43	2 x 2 x 1	200	2,455	»	108,0	170,50
30-10-42	2 x 2 x 2	300	2,350	»	174,0	190,32	6-9-43	2 x 2 x 1	200	2,450	»	108,0	569,00

Fecha fabricación	Dimensiones dm.	Dosificación Kg. c. x m. ³	Densidad	Edad	Agua litros para 20 ags. de aridos	Resistencia
6-9-43	2 x 2 x 1	200	2,855	28 d.	108,0	155,00
7-9-43	2 x 2 x 1	200	2,442	»	108,0	571,60
7-9-43	2 x 2 x 1	200	2,462	»	108,0	165,33
8-9-43	2 x 2 x 1	200	2,467	»	108,0	600,14
8-9-43	2 x 2 x 1	200	2,450	»	108,0	155,00
9-9-43	2 x 2 x 1	200	2,422	»	108,0	498,94
9-9-43	2 x 2 x 1	200	2,422	»	108,0	133,33

RELACIÓN DE DENSIDADES MEDIDAS EN EL LABORATORIO DEL PANTANO DE «EL VADO» EN PROBETAS OBTENIDAS EN LA PRESA, TOMADA DIRECTAMENTE DE LA BOQUILLA DEL DISTRIBUIDOR

Fecha fabricación	Dimensiones dm.	Dosificación Kg. c. x m. ³	Densidad	Edad	Agua lts.	Resistencia
4-7-42	3 x 3 x 3	180	2,289	28 d.	174	35,59
4-7-42	3 x 3 x 3	180	2,270	»	174	34,44
4-7-42	3 x 3 x 3	180	2,300	»	174	37,89
4-7-42	3 x 3 x 3	180	2,263	»	174	32,15
14-7-42	3 x 3 x 3	300	2,104	»	174	50,46
14-7-42	3 x 3 x 3	300	2,344	»	174	128,34
23-7-42	3 x 3 x 3	250	2,307	»	173	67,46
23-7-42	3 x 3 x 3	250	2,314	»	173	57,26
18-8-42	3 x 3 x 3	180	2,266	3 m.	174	56,13
28-8-42	3 x 3 x 3	187	2,415	12 m.	187	180,23
1-9-42	3 x 3 x 3	180	2,292	3 m.	174	39,04
1-9-42	3 x 3 x 3	180	2,329	»	174	42,48
1-9-42	3 x 3 x 3	180	2,341	»	174	43,63
1-9-42	3 x 3 x 3	180	2,322	»	174	40,18
25-9-42	3 x 3 x 3	250	2,363	»	173	73,59
25-9-42	3 x 3 x 3	250	2,363	»	173	76,59
20-2-43	3 x 3 x 3	180	2,226	9 m.	174	54,99
9-3-43	3 x 3 x 3	180	2,314	»	174	66,33
9-3-43	3 x 3 x 3	180	2,296	»	174	62,93
20-5-43	3 x 3 x 3	180	2,248	12 m.	174	82,30
9-6-43	3 x 3 x 3	180	2,289	»	174	66,33
9-6-43	3 x 3 x 3	180	2,263	»	174	67,46
20-6-43	3 x 3 x 3	180	2,344	»	180	171,01
20-8-43	3 x 3 x 3	180	2,307	15 m.	174	81,16
12-12-43	3 x 3 x 3	180	2,333	18 m.	174	86,87
12-12-43	3 x 3 x 3	180	2,333	»	174	74,31
12-6-44	3 x 3 x 3	180	2,296	24 m.	174	74,31
12-6-44	3 x 3 x 3	180	2,341	»	174	85,73
23-5-45	3 x 3 x 3	180	2,377	36 m.	174	85,73

RELACIÓN DE DENSIDADES MEDIDAS EN EL LABORATORIO DEL PANTANO DE «EL VADO» EN PROBETAS OBTENIDAS EN LA PRESA CON MATERIALES TOMADOS DE LA MISMA

Fecha fabricación	Dimensiones dm.	Dosificación Kg. c. x m. ³	Densidad	Edad	Agua lts.	Resistencia
27-6-42	3 x 3 x 3	250	2,404	6 m. 23 d.	160	147,95
27-6-42	3 x 3 x 3	250	2,430	9 m.	187	150,25
29-6-42	3 x 3 x 3	250	2,363	2 m.	173	113,34
17-7-42	3 x 3 x 3	180	2,388	12 m.	167	124,88
25-7-42	3 x 3 x 3	250	2,348	3 m.	173	100,66
5-8-42	3 x 3 x 3	300	2,352	3 m.	180	143,33
16-8-42	3 x 3 x 3	180	2,314	»	174	62,93

Fecha fabricación	Dimensiones dm.	Dosificación Kg. c. x m. ³	Densidad	Edad	Agua lts.	Resistencia
18-8-42	3 x 3 x 3	180	2,378	12 m.	176	97,20
22-9-42	3 x 3 x 3	180	2,418	»	176	135,26
17-10-42	3 x 3 x 3	180	2,385	15 m.	167	132,95
5-11-42	3 x 3 x 3	300	2,481	6 m.	180	142,18
3-12-42	3 x 3 x 3	180	2,307	»	174	83,99
3-12-42	3 x 3 x 3	180	2,300	»	174	73,16
3-12-42	3 x 3 x 3	180	2,318	»	174	64,06
3-12-42	3 x 3 x 3	180	2,341	»	174	75,45
11-12-42	3 x 3 x 3	250	2,478	12 m.	160	151,41
20-12-42	3 x 3 x 3	300	2,344	6 m.	180	121,42
20-12-42	3 x 3 x 3	300	2,374	»	180	114,50
22-12-42	3 x 3 x 3	180	2,448	15 m.	176	135,26
29-12-42	3 x 3 x 3	250	2,422	»	187	132,69
25-1-43	2 x 2 x 1	250	2,474	9 m.	173	134,11
29-1-43	3 x 3 x 3	250	2,452	»	173	132,95
5-2-43	3 x 3 x 3	300	2,452	»	180	144,48
18-2-43	3 x 3 x 3	180	2,381	18 m.	176	101,82
28-2-43	3 x 3 x 3	250	2,437	»	187	190,61
11-3-43	3 x 3 x 3	250	2,418	15 m.	160	157,17
22-3-43	3 x 3 x 3	180	2,433	18 m.	176	146,79
26-3-43	3 x 3 x 3	180	2,396	28 d.	160	51,59
29-3-43	3 x 3 x 3	250	2,452	18 m.	187	189,46
5-5-43	3 x 3 x 3	300	2,470	12 m.	180	154,86
7-5-43	3 x 3 x 3	250	2,444	»	173	162,94
11-6-43	3 x 3 x 3	250	2,407	18 m.	160	169,85
17-7-43	3 x 3 x 3	180	2,370	24 m.	167	120,27
7-8-43	3 x 3 x 3	250	2,388	15 m.	173	146,79
18-8-43	3 x 3 x 3	180	2,378	24 m.	176	120,27
26-8-43	3 x 3 x 3	180	2,300	6 m.	160	80,02
28-8-43	3 x 3 x 3	250	2,422	24 m.	187	188,31
22-9-43	3 x 3 x 3	180	2,481	»	176	120,27
29-9-43	3 x 3 x 3	250	2,452	»	187	217,14
21-10-43	3 x 3 x 3	180	2,396	28 m.	166	59,53
7-11-43	3 x 3 x 3	250	2,407	18 m.	173	134,10
19-11-43	3 x 3 x 3	180	2,381	28 d.	166	66,33
26-11-43	3 x 3 x 3	180	2,341	9 m.	160	96,05
11-12-43	3 x 3 x 3	250	2,474	24 m.	160	169,86
22-1-44	3 x 3 x 3	180	2,333	3 m.	166	97,20
26-2-44	3 x 3 x 3	180	2,314	»	166	76,59
8-3-44	3 x 3 x 3	180	2,341	12 m.	160	105,28
10-3-44	3 x 3 x 3	180	2,381	3 m.	166	90,30
23-3-44	3 x 3 x 3	180	2,333	6 m.	166	89,15
24-4-44	3 x 3 x 3	180	2,355	»	166	98,36
7-5-44	3 x 3 x 3	250	2,481	24 m.	173	172,16
26-5-44	3 x 3 x 3	180	2,333	6 m.	166	98,36
30-5-44	3 x 3 x 3	250	2,370	28 d.	173	117,96
8-6-44	3 x 3 x 3	180	2,359	15 d.	160	113,35
10-6-44	3 x 3 x 3	180	2,333	6 m.	166	97,20
21-7-44	3 x 3 x 3	180	2,344	3 m.	153	138,72
2-8-44	3 x 3 x 3	250	2,370	»	173	153,71
26-8-44	3 x 3 x 3	180	2,296	9 m.	166	104,12
8-9-44	3 x 3 x 3	180	2,314	18 m.	160	117,96
10-9-44	3 x 3 x 3	180	2,314	9 m.	166	114,50
23-4-44	3 x 3 x 3	180	2,353	12 m.	166	86,87
11-10-44	3 x 3 x 3	250	3,396	28 d.	176	120,27
21-10-44	3 x 3 x 3	180	2,370	6 m.	152	171,01
22-10-44	3 x 3 x 3	180	2,344	12 m.	166	116,81
30-10-44	3 x 3 x 3	180	2,378	28 d.	174	69,74
2-11-44	3 x 3 x 3	250	2,448	6 m.	173	136,41
13-11-44	3 x 3 x 3	250	2,444	30 m.	173	198,38
23-11-44	3 x 3 x 3	180	2,252	»	174	66,33
26-11-44	3 x 3 x 3	180	2,381	12 m.	166	97,20
7-12-44	3 x 3 x 3	250	2,378	28 d.	174	93,74
10-12-44	3 x 3 x 3	180	2,426	12 m.	166	112,20
13-12-44	3 x 3 x 3	250	2,444	3 m.	176	160,63
26-12-44	3 x 3 x 3	180	2,326	28 d.	150	72,02
2-1-45	3 x 3 x 3	180	2,370	3 m.	174	88,01

Fecha fabricación	Dimensiones dm.	Dosificación Kg. c. x. m. ³	Densidad	Edad	Agua lts.	Resistencia	Fecha fabricación	Dimensiones dm.	Dosificación Kg. c. x. m. ³	Densidad	Edad	Agua lts.	Resistencia
21- 1-45	3 × 3 × 3	180	2,407	9 m.	152	158,32	22- 8-45	3 × 3 × 3	300	2,370	3 m.	168	199,84
8- 3-45	3 × 3 × 3	180	2,341	24 m.	160	108,74	9-11-45	3 × 3 × 3	250	2,567	12 m.	174	144,48
13- 3-45	3 × 3 × 3	250	2,400	6 m.	176	168,70	6-11-45	3 × 3 × 3	180	2,352	9 m.	168	85,73
2- 4-45	3 × 3 × 3	180	2,378	"	174	98,36	22-11-45	3 × 3 × 3	300	2,388	6 m.	173	210,26
2- 5-45	3 × 3 × 3	250	2,359	12 m.	173	153,71	26-11-45	3 × 3 × 3	200	2,400	4 m.	160	97,20
9- 5-45	3 × 3 × 3	250	2,318	6 m.	174	108,74	25-12-45	3 × 3 × 3	200	2,433	28 d.	158	73,16
13- 5-45	3 × 3 × 3	250	2,426	36 m.	173	221,75	26- 1-46	3 × 3 × 3	200	2,370	6 m.	160	98,36
22- 5-45	3 × 3 × 3	180	2,353	3 m.	166	74,30	22- 2-46	3 × 3 × 3	180	2,333	12 m.	166	102,28
16- 6-45	3 × 3 × 3	300	2,367	"	173	167,55	27- 2-46	3 × 3 × 3	200	2,407	3 m.	158	94,90
19- 6-45	3 × 3 × 3	300	2,381	28 d.	168	141,03	15- 3-46	3 × 3 × 3	250	2,388	28 d.	170	76,59
22- 8-45	3 × 3 × 3	180	2,341	6 m.	166	100,66	16- 3-46	3 × 3 × 3	300	2,426	12 m.	173	217,14

PANTANO DE «EL VADO»

LABORATORIO

Ensayos de resistencias a la tracción, compresión y flexión de probetas de hormigón de las dimensiones siguientes:

Cilíndricas de 20 cm. de ϕ y 40 cm. de altura: Para flexión y tracción.

Cilíndricas de 20 cm. de ϕ y 20 cm. de altura: Para compresión.

Cúbicas de 20 x 20 x 20 cm: Para compresión.

ENSAYOS DE HORMIGONES

Pantano de El Vado

2 probetas cilíndricas de 20 cm. ϕ y 40 cm. de altura.
2 probetas cilíndricas de 20 cm. ϕ y 20 cm. de altura.
2 probetas cúbicas de 20 x 20 x 20 cm.

Laboratorio

Fórmula A de áridos, empleando el tamaño mayor de los productos que pasan por el tamiz de 37,69 mm. Cemento: A razón de 200 Kgs. por m³ de hormigón.

Agua: el 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95 y 100 por 100 con relación al cemento, haciendo por cada variación de agua las seis probetas arriba expresadas.

Fecha de confección	Por ciento de agua	P R O B E T A S			Fecha de rotura a los 28 días
		Cilíndricas 20 x 40	Cilíndricas 20 x 20	Cúbicas 20 x 20 x 20	
28 septiembre 1944	40	2	2	1	26 octubre 1944.
6 noviembre 1944	»	»	»	1	4 diciembre 1944.
30 septiembre 1944	45	2	2	1	28 octubre 1944.
7 noviembre 1944	»	»	»	1	5 diciembre 1944.
4 octubre 1944	50	2	2	1	1 noviembre 1944.
8 noviembre 1944	»	»	»	1	6 diciembre 1944.
6 octubre 1944	55	2	2	1	3 noviembre 1944.
9 noviembre 1944	»	»	»	1	7 diciembre 1944.
9 octubre 1944	60	2	2	1	6 noviembre 1944.
10 noviembre 1944	»	»	»	1	8 diciembre 1944.
11 octubre 1944	65	2	2	1	8 noviembre 1944.
11 noviembre 1944	»	»	»	1	9 diciembre 1944.
13 octubre 1944	70	2	2	1	10 noviembre 1944.
13 noviembre 1944	»	»	»	1	11 diciembre 1944.
16 octubre 1944	75	2	2	1	13 noviembre 1944.
15 noviembre 1944	»	»	»	1	13 diciembre 1944.
18 octubre 1944	80	2	2	1	15 noviembre 1944.
17 noviembre 1944	»	»	»	1	15 diciembre 1944.
20 octubre 1944	85	2	2	1	17 noviembre 1944.
20 noviembre 1944	»	»	»	1	18 diciembre 1944.
23 octubre 1944	90	2	2	1	20 noviembre 1944.
22 noviembre 1944	»	»	»	1	20 diciembre 1944.
25 octubre 1944	95	2	2	1	22 noviembre 1944.
24 noviembre 1944	»	»	»	1	22 diciembre 1944.
27 octubre 1944	100	2	2	1	24 noviembre 1944.
27 noviembre 1944	»	»	»	1	25 diciembre 1944.

RESULTADO DE LAS ROTURAS DE LAS PROBETAS LOS 28 DÍAS EXPRESADAS ANTERIORMENTE

	Fecha de la rotura	Clase de la probeta	Clase de rotura	Por ciento de agua	Peso de la probeta Kgs.	Volumen dm ³	Densidad	Longitud media cm.	Sección de rotura cm. ²	Grados del manómetro	Carga de rotura Kgs.	Resistencia Kgs./cm. ²	OBSERVACIONES
1	26 de octubre de 1944	Cilíndrica 20 × 40.	Flexión.	40	25,200	12,560	2,006	40,00	314	0,5	515	5,08	No marcó grados Media = 5,33.
2		Ídem.	Ídem.	"	25,200	12,560	"	40,00	314	0,5	515	5,08	
3		Media 20 × 40.	Tracción.	"	3,900	1,944	"	6,20	124,00	0,0	0,00		
4		Ídem.	Ídem.	"	21,300	10,616	"	33,80	676,00	4,00	4,133	6,12	
5		Ídem.	Ídem.	"	9,200	4,585	"	14,60	292,00	2,0	2,067	7,08	
6	4 de diciembre de 1944	Ídem.	Ídem.	"	16,000	7,975	"	"	508,00	4,0	4,133	8,13	Media = 39,42. Media = 52,96.
7		Ídem.	Ídem.	"	"	"	"	25,40	"	"	"	"	
8		Cilíndrica 20 × 20.	Compresión.	"	12,200	6,280	1,943	20,00	314,00	13,0	13,419	42,73	
9		Ídem.	Ídem.	"	12,100	6,280	1,927	20,00	314,00	11,0	11,343	36,12	
10		Cúbica 20 × 20 × 20.	Ídem.	"	16,800	8,000	2,100	20,00	400,00	15,00	15,500,5	38,75	
11		Ídem.	Ídem.	"	17,600	8,000	2,200	20,00	400,00	26,0	26,867	67,17	
1	28 de octubre de 1944	Cilíndrica 20 × 40.	Flexión.	45	26,600	12,560	2,117	40,00	314,00	1,0	1,033	10,19	Media = 11,81.
2		Ídem.	Ídem.	"	26,500	12,560	2,110	40,00	314,00	1,0	1,033	10,19	
3		Media 20 × 40.	Tracción.	"	14,500	6,847	2,117	21,80	436,00	5,0	5,153	11,82	
4		Ídem.	Ídem.	"	12,100	5,713	2,117	18,20	364,00	4,0	4,133	11,35	
5		Ídem.	Ídem.	"	15,000	7,110	2,110	22,60	452,00	6,0	6,174	13,66	
6	5 de diciembre de 1944	Ídem.	Ídem.	"	11,500	5,450	2,110	17,40	348,00	3,5	3,628	10,42	Media = 65,81. Media = 86,65.
7		Cilíndrica 20 × 20.	Compresión.	"	12,300	6,280	1,958	20,00	314,00	20,0	20,667	65,81	
8		Ídem.	Ídem.	"	12,500	6,280	1,990	20,00	314,00	20,0	20,667	65,81	
9		Cúbica 20 × 20 × 20.	Ídem.	"	17,300	8,000	2,162	20,00	400,00	35,0	36,167	90,42	
10		Ídem.	Ídem.	"	17,500	8,000	2,187	20,00	400,00	32,0	33,067	82,67	
1	1 de noviembre de 1944	Cilíndrica 20 × 40.	Flexión.	50	26,200	12,560	2,086	40,00	314	1	1,033	10,19	Rotura irregular. Media = 12,93.
2		Ídem.	Ídem.	"	26,000	12,560	2,070	40,00	314	1	1,033	10,19	
3		Media 20 × 40.	Tracción.	"	13,300	6,376	2,086	20,30	406	6	6,174	15,20	
4		Ídem.	Ídem.	"	12,900	6,184	2,086	19,70	394	5	5,153	13,08	
5		Ídem.	Ídem.	"	17,600	8,502	2,070	27,10	542	6	6,174	11,39	
6	6 de diciembre de 1944	Ídem.	Ídem.	"	8,400	4,058	2,070	12,90	258	3	3,113	12,06	Media = 64,16. Media = 95,58.
7		Cilíndrica 20 × 20.	Compresión.	"	12,400	6,280	1,974	20,00	314	19	19,633	65,52	
8		Ídem.	Ídem.	"	12,300	6,280	1,958	20,00	314	20	20,667	65,81	
9		Cúbica 20 × 20 × 20.	Ídem.	"	17,400	8,000	2,175	20,00	400	34	35,133	87,83	
10		Ídem.	Ídem.	"	17,700	8,000	2,213	20,00	400	40	41,334	103,33	
1	3 de noviembre de 1944	Cilíndrica 20 × 40.	Flexión.	55	27,600	12,560	2,197	40,00	314	1,5	1,549	15,28	Media = 19,30.
2		Ídem.	Ídem.	"	27,500	12,560	2,189	40,00	314	1,5	1,549	15,28	
3		Media 20 × 40.	Tracción.	"	12,600	5,735	2,197	18,30	366	7	7,202	19,68	
4		Ídem.	Ídem.	"	15,000	6,825	2,197	21,70	434	8	8,229	18,96	
5		Ídem.	Ídem.	"	13,800	6,303	2,189	20,10	402	8	8,229	20,47	
6	7 de diciembre de 1944	Ídem.	Ídem.	"	13,700	6,257	2,189	19,90	398	7	7,202	18,10	Media = 129,96. Media = 153,08.
7		Cilíndrica 20 × 20.	Compresión.	"	12,800	6,280	2,038	20,00	314	38	39,267	125,05	
8		Ídem.	Ídem.	"	13,200	6,280	2,102	20,00	314	41	42,354	134,88	
9		Cúbica 20 × 20 × 20.	Ídem.	"	18,000	8,000	2,250	20,00	400	62	63,793	159,48	
10		Ídem.	Ídem.	"	18,200	8,000	2,275	20,00	400	57	58,677	146,69	
1	6 de noviembre de 1944	Cilíndrica 20 × 40.	Flexión.	60	27,200	12,560	2,165	40,00	314	1,5	1,549	15,28	Media = 21,42.
2		Ídem.	Ídem.	"	27,200	12,560	2,165	40,00	314	1,5	1,549	15,28	
3		Media 20 × 40.	Tracción.	"	16,300	7,527	2,165	24,00	480	12,0	12,381	25,79	
4		Ídem.	Ídem.	"	10,900	5,033	2,165	16,00	320	6	6,174	19,28	
5		Ídem.	Ídem.	"	12,500	5,772	2,165	18,40	368	6	6,174	16,78	
6	8 de diciembre de 1944	Ídem.	Ídem.	"	14,700	6,788	2,165	21,60	432	10	10,305	23,85	Media = 149,50. Media = 159,49.
7		Cilíndrica 20 × 20.	Compresión.	"	13,200	6,280	2,102	20,00	314	43	44,394	141,38	
8		Ídem.	Ídem.	"	13,100	6,280	2,086	20,00	314	48	49,495	157,63	
9		Cúbica 20 × 20 × 20.	Ídem.	"	18,400	8,000	2,300	20,00	400	59	60,717	151,79	
10		Ídem.	Ídem.	"	18,600	8,000	2,325	20,00	400	65	66,876	167,19	

	Fecha de la rotura	Clase de la probeta	Clase de la rotura	Por ciento de agua	Peso de la probeta Kgs.	Volumen dm. ³	Densidad	Longitud media cm.	Sección de rotura cm. ²	Grados del manómetro	Carga de la rotura Kgs.	Resistencia Kgs./cm. ²	OBSERVACIONES
1	8 de noviembre de 1944	Cilíndrica 20 × 40.	Flexión.	65	29,000	12,560	2,309	40,00	314	2	2.067	20,40	Media = 24,36.
2		Ídem.	Ídem.	»	29,000	12,560	2,309	40,00	314	2	2.067	20,40	»
3		Media 20 × 40.	Tracción.	»	15,700	6,800	2,309	21,70	434	13	13.419	30,92	»
4		Ídem.	Ídem.	»	13,300	5,760	2,309	18,30	366	7	7.202	19,67	»
5		Ídem.	Ídem.	»	12,000	5,197	2,309	16,50	330	8	8.229	24,94	»
6	9 de diciembre de 1944	Ídem.	Ídem.	»	17,000	7,363	2,309	23,50	470	10	10.305	21,91	»
7		Cilíndrica 20 × 20.	Compresión.	»	13,800	6,280	2,197	20,00	314	60	61.737	196,61	Media = 201,52.
8		Ídem.	Ídem.	»	13,700	6,280	2,181	20,00	314	63	64.821	206,44	»
9		Cúbica 20 × 20 × 20.	Ídem.	»	19,000	8,000	2,375	20,00	400	86	88.521	221,30	Media = 210,95.
10		Ídem.	Ídem.	»	18,500	8,000	2,312	20,00	400	78	80.238	200,60	»
1	10 de noviembre de 1944	Cilíndrica 20 × 40.	Flexión.	70	29,400	12,560	2,340	40,00	314	2	2.067	20,40	Media 21,03.
2		Ídem.	Ídem.	»	29,400	12,560	2,340	40,00	314	2	2.067	20,40	
3		Media 20 × 40.	Tracción.	»	17,100	7,306	2,340	23,30	466	9	9.267	19,89	
4		Ídem.	Ídem.	»	12,300	5,254	2,340	16,70	334	7	7.202	21,56	
5		Ídem.	Ídem.	»	19,800	8,460	2,340	26,90	538	14	14.467	26,89	
6	11 de diciembre de 1944	Ídem.	Ídem.	»	9,600	4,100	2,340	13,10	262	4	4.133	15,77	Media 164,12.
7		Cilíndrica 20 × 20.	Compresión	»	13,900	6,280	2,213	20,00	314	47	48.475	154,38	»
8		Ídem.	Ídem.	»	13,700	6,280	2,181	20,00	314	53	54.596	173,87	»
9		Cúbica 20 × 20 × 20.	Ídem.	»	19,100	8,000	2,387	20,00	400	82	84.370	210,92	Media 201,90.
10		Ídem.	Ídem.	»	19,200	8,000	2,400	20,00	400	75	77.155	192,89	»
1	13 de noviembre de 1944	Cilíndrica 20 × 20.	Flexión.	75	29,300	12,560	2,333	40,00	314	2	2.067	20,40	Media 20,42.
2		Ídem.	Ídem.	»	29,300	12,560	2,333	40,00	314	2	2.067	20,40	
3		Media 20 × 20.	Tracción.	»	15,400	6,600	2,333	21,00	420	10	10.305	24,63	
4		Ídem.	Ídem.	»	13,900	5,960	2,333	19,00	380	7	7.202	18,95	
5		Ídem.	Ídem.	»	16,300	6,987	2,333	22,25	445	9	9.267	20,82	
6	13 de diciembre de 1944	Ídem.	Ídem.	»	13,000	5,573	2,333	17,75	355	6	6.174	17,39	»
7		Cilíndrica 20 × 20.	Compresión.	»	13,800	6,280	2,197	20,00	314	48	49.495	157,63	Media 165,75.
8		Ídem.	Ídem.	»	13,700	6,280	2,181	20,00	314	53	54.598	173,87	»
9		Cúbica 20 × 20 × 20.	Ídem.	»	19,200	8,000	2,400	20,00	400	78	80.238	200,60	Media 182,61.
10		Ídem.	Ídem.	»	19,200	8,000	2,400	20,00	400	64	65.848	164,62	»
1	15 de noviembre de 1944	Cilíndrica 20 × 40.	Flexión.	80	29,000	12,560	2,309	40,00	314	2	2.067	20,40	Media = 20,04.
2		Ídem.	Ídem.	»	29,100	12,560	2,317	40,00	314	2	2.067	20,40	
3		Media 20 × 40.	Tracción.	»	13,300	5,760	2,309	18,35	367	8	8.229	22,42	
4		Ídem.	Ídem.	»	15,700	6,800	2,309	21,65	433	8	8.229	19,00	
5		Ídem.	Ídem.	»	13,000	5,610	2,317	17,90	358	7	7.202	20,12	
6	15 de diciembre de 1944	Ídem.	Ídem.	»	16,100	6,950	2,317	22,10	442	8	8.229	18,62	»
7		Cilíndrica 20 × 20.	Compresión.	»	13,800	6,280	2,197	20,00	314	38	39.267	125,05	Media = 133,21.
8		Ídem.	Ídem.	»	13,600	6,280	2,166	20,00	314	43	44.494	141,38	»
9		Cúbica 20 × 20 × 20.	Ídem.	»	19,200	8,000	2,400	20,00	400	68	69.960	174,90	Media = 167,19.
10		Ídem.	Ídem.	»	19,000	8,000	2,375	20,00	400	62	63.793	159,48	»
1	17 de noviembre de 1944	Cilíndrica 20 × 40.	Flexión.	85	29,000	12,560	2,309	40,00	314	2	2.067	20,40	Media = 19,20.
2		Ídem.	Ídem.	»	29,000	12,560	2,309	40,00	314	2	2.067	20,40	
3		Media 20 × 40.	Tracción.	»	15,700	6,800	2,309	21,65	433	9	9.267	21,40	
4		Ídem.	Ídem.	»	13,300	5,760	2,309	18,35	367	6	6.174	16,82	
5		Ídem.	Ídem.	»	15,500	6,713	2,309	21,40	428	8	8.229	19,23	
6	18 de diciembre de 1944	Ídem.	Ídem.	»	13,500	5,847	2,309	18,60	372	7	7.202	19,26	»
7		Cilíndrica 20 × 20.	Compresión.	»	13,500	6,280	2,150	20,00	314	38	39.267	125,05	Media = 118,47.
8		Ídem.	Ídem.	»	13,600	6,280	2,166	20,00	314	34	35.133	111,89	»
9		Cúbica 20 × 20 × 20.	Ídem.	»	19,200	8,000	2,400	20,00	400	63	64.821	162,05	Media = 146,72.
10		Ídem.	Ídem.	»	19,000	8,000	2,375	20,00	400	51	52.556	131,39	»

	Fecha de la rotura	Clase de la probeta	Clase de rotura	Por ciento de agua	Peso de la probeta Kgs.	Volumen dm. ³	Densidad	Longitud media cm.	Sección de rotura cm. ²	Grados del manómetro	Carga de la rotura Kgs.	Resistencia Kgs./cm. ²	OBSERVACIONES
1	20 de noviembre de 1944	Cilíndrica 20 × 40.	Flexión.	90	29,000	12,560	2,309	40,00	314	2	2.067	20,40	Media = 14,96. » »
2		Ídem.	Ídem.	»	29,000	12,560	2,309	40,00	314	2	2.067	20,40	
3		Media 20 × 40.	Tracción.	»	16,600	7,190	2,309	22,90	458	6	6.174	13,48	
4		Ídem.	Ídem.	»	12,400	5,370	2,309	17,10	342	5	5.153	15,07	
5		Ídem.	Ídem.	»	17,700	7,666	2,309	24,40	488	7	7.202	14,76	
6	20 de diciembre de 1944	Ídem.	Ídem.	»	11,300	4,894	2,309	15,60	312	5	5.153	16,52	» Media = 102,01. » Media = 122,46. »
7		Cilíndrica 20 × 40.	Compresión.	»	13,600	6,280	2,166	20,00	314	52	33.067	105,31	
8		Ídem.	Ídem.	»	13,700	6,280	2,181	20,00	314	30	31.000	98,72	
9		Cúbica 20 × 20 × 20.	Ídem.	»	18,800	8,000	2,350	20,00	400	50	51.536	128,84	
10		Ídem.	Ídem.	»	19,000	8,000	2,375	20,00	400	45	46.435	116,09	
1	22 de noviembre de 1944	Cilíndrica 20 × 40.	Flexión.	95	28,700	12,560	2,285	40,00	314	2	2.067	20,40	Media = 10,98 » »
2		Ídem.	Ídem.	»	28,300	12,560	2,253	40,00	314	2	2.067	20,40	
3		Media 20 × 40.	Tracción.	»	16,000	7,002	2,285	22,30	446	5	5.153	11,55	
4		Ídem.	Ídem.	»	12,700	5,558	2,285	17,70	354	4	2.133	11,67	
5		Ídem.	Ídem.	»	14,600	6,480	2,253	20,70	414	4	4.133	9,98	
6	22 de diciembre de 1944	Ídem.	Ídem.	»	13,700	6,080	2,253	19,30	386	4	4.133	10,71	» Media = 87,20 » Media = 100,75 »
7		Cilíndrica 20 × 20.	Compresión.	»	13,500	6,280	2,150	20,00	314	25	25.833	82,27	
8		Ídem.	Ídem.	»	13,500	6,280	2,150	20,00	314	28	28.933	92,14	
9		Cúbica 20 × 20 × 20.	Ídem.	»	19,200	8,000	2,400	20,00	400	40	41.334	103,34	
10		Ídem.	Ídem.	»	19,000	8,000	2,375	20,00	400	38	39.267	98,17	
1	24 de noviembre de 1944	Cilíndrica 20 × 40.	Flexión.	100	28,300	12,560	2,253	40,00	314	2	2.067	20,40	Media = 12,88 » »
2		Ídem.	Ídem.	»	28,500	12,560	2,269	40,00	314	2,5	2.582	25,48	
3		Media 20 × 40.	Tracción.	»	14,500	6,440	2,253	20,50	410	5	5.153	12,56	
4		Ídem.	Ídem.	»	13,800	6,120	2,253	19,50	390	5	5.153	13,21	
5		Ídem.	Ídem.	»	14,200	6,258	2,269	19,90	398	5	5.153	22,45	
6	25 de diciembre de 1944	Ídem.	Ídem.	»	14,300	6,302	2,269	20,10	402	5	5.153	12,82	» Media = 80,62. » Media = 100,70. »
7		Cilíndrica 20 × 20.	Compresión.	»	13,200	6,280	2,102	20,00	314	24	24.800	78,98	
8		Ídem.	Ídem.	»	13,200	6,280	2,102	20,00	314	25	25.833	92,27	
9		Cúbica 20 × 20 × 20.	Ídem.	»	18,700	8,000	2,337	20,00	400	43	44.394	110,98	
10		Ídem.	Ídem.	»	18,500	8,000	2,312	20,00	400	35	36.167	90,42	

RESUMEN DE LAS MEDIDAS DE ROTURA QUE HAN RESULTADO DE LAS PROBETAS DE ESTOS ENSAYOS,
DETALLADO ANTERIORMENTE

Por 100 de agua	A flexión	A tracción	A compresión		OBSERVACIONES
	Cilíndricas de 20 x 40 cm.	Mitad de las cilíndricas de 20 x 40 cm.	Cilíndricas de 20 x 20 cm.	Cúbicas de 20 x 20 x 20 cm.	
40	5,08	5,33	39,42	52,96	Como las probetas cúbicas se han confeccionado en dos tandas, las confeccionadas en la segunda han dado en su mayoría resistencias menores que las de la primera. Esto hace suponer que las de la segunda tanda se han confeccionado con temperaturas más bajas que las de la primera, así como su conservación. Esta es, al parecer, la causa de menores resistencias. A todas las probetas rotas por compresión, al tiempo de romperlas se las ha dado una capa de «gas-oil» en las dos caras.
45	10,19	11,81	65,81	86,54	
50	15,28	12,93	64,16	95,58	
55	15,28	19,30	129,96	153,08	
60	20,40	21,42	149,50	159,49	
65	20,40	24,36	201,52	210,95	
70	20,40	21,03	164,12	201,90	
75	20,40	20,42	165,75	182,61	
80	20,40	20,04	133,21	167,19	
85	20,40	19,20	118,47	146,72	
90	20,40	14,96	102,01	122,46	
95	20,40	10,98	87,20	100,75	
100	20,40	12,88	80,62	100,70	

Fórmula A empleada para las probetas:

Áridos... ..	{	Retenidas por el tamiz de 18,85 y pasados por el de 37,69 mm.	30,00 por 100,00
		» » » de 9,423	20,00 » 70,00
		» » » de 4,699	14,60 » 50,00
		» » » de 2,362	10,40 » 35,40
		» » » de 1,168	7,40 » 25,00
		» » » de 0,589	5,10 » 17,60
		» » » de 0,295	3,70 » 12,50
		» » » de 0,147	2,60 » 8,80
		Pasados » » de 0,147 (arena en polvo)	6,20 » 6,20

Densidad aparente de los áridos (sin cemento):
1,812

Aglomerante	{	Total de áridos	100,00	}	15 por 100.
		Cemento: A razón de 200 Kgs. por m ³	11,04		
		Arena en polvo para completar el 15 por 100	3,96		

RELACION DE LAS ROTURAS POR FLEXIÓN, TRACCIÓN Y COMPRESIÓN DE LOS TESTIGOS DE HORMIGÓN DE 20 CM. Ø SACADOS DE LA PRESA CON LA SONDA

	Sondeo	N.º del testigo	Clase de rotura	Peso del testigo Kgs.	Volumen dm. ³	Densidad	Longitud media cm.	Sección de rotura cm. ²	Grados del manómetro	Carga de rotura Kgs.	Resistencia Kgs./cm. ²	OBSERVACIONES
1	C 1	1	Flexión	44,500	18,737	2,375	59,67	314,00	4	4.133		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	314,00	3	3.113		
»	»	»	Tracción	14,000	5,895	»	18,78	375,60	10	10.305	27,43	Media = 27,23.
»	»	»	Ídem	12,500	5,263	»	16,75	335,00	10	10.305	30,76	»
»	»	»	Ídem	18,000	7,579	»	24,14	482,80	11	11.343	23,47	»
2	C 1	2	Tracción	18,500	7,800	2,371	24,84	496,80	7	7.202	14,50	
3	C 1	5	Tracción	19,300	7,800	2,474	24,84	496,80	10	10.305	20,74	
4	C 2	2-3	Flexión	32,500	13,540	2,400	43,12	314,00	4	4.133		
»	»	»	Tracción	16,500	6,874	»	21,89	437,80	10	10.305	23,54	Media = 20,25
»	»	»	Ídem	16,000	6,666	»	21,23	424,60	7	7.202	16,96	»
5	C 2	6-7	Flexión	33,000	13,404	2,462	42,69	314,00	6	6.174		
»	»	»	Tracción	15,800	6,418	»	20,44	408,80	8	8.229	20,13	Media = 23,97.
»	»	»	Ídem	17,200	6,986	»	22,25	445,00	12	12.381	27,82	»
6	C 2	10	Tracción	11,800	5,000	2,360	15,92	318,40	8	8.229	25,84	
7	C 2	11	Tracción	19,700	8,000	2,462	25,48	509,60		Sin romper		
8	C 2	12	Flexión	55,100	23,740	2,321	75,60	314,00	3	3.113		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	»	2	2.067		
»	»	»	Tracción	20,500	8,833	»	28,13	562,60				Sin romper.
»	»	»	Ídem	14,600	6,291	»	20,03	400,60				Sin romper.
»	»	»	Compresión	14,700	6,333	»	20,00	314,00				Ídem id. labrado para compresión.
9	C 2	13	Tracción	8,700	3,500	2,485	11,14	222,80	5	5.153	23,13	
10	C 2	15	Tracción	10,200	4,100	2,487	13,06	261,20	5	5.153	19,73	
1	C 3	1	Tracción	5,200	2,100	2,476	6,89	132,80	3	3.113	23,26	
2	C 3	2	Tracción	9,700	3,900	2,487	12,42	248,40	5	5.153	20,74	
3	C 3	4	Flexión	24,700	10,200	2,422	32,48	314,00	4	4.133		
»	»	»	Tracción	14,000	5,781	»	18,41	368,20	9	9.267	25,17	Media = 23,55.
»	»	»	Ídem	10,700	4,419	»	14,07	281,40	6	6.174	21,94	»
4	C 3	5	Tracción	23,000	9,500	2,421	30,25	605,00				Sin romper.
5	C 3	6	Tracción	19,400	7,800	2,487	24,84	296,80	7	7.202	14,50	
6	C 3	7	Tracción	19,600	8,000	2,450	25,48	509,60				Sin romper.
7	C 3	8	Tracción	6,100	2,500	2,440	7,96	159,20	2	3.113	19,55	
8	C 3	9	Tracción	11,100	4,500	2,466	14,33	286,60	6	6.174	21,54	
9	C 3	10	Tracción	23,000	9,400	2,446	29,94	598,80				Sin romper.
10	C 3	11	Tracción	8,200	3,300	2,484	10,51	210,20	5	5.153	24,51	
11	C 3	13	Tracción	21,600	8,900	2,427	28,34	566,80				Sin romper.
12	C 3	17	Tracción	14,500	6,000	2,416	19,11	282,20	4	4.133	10,81	Sección de rotura con fraguado imperfecto.
13	C 3	18	Flexión	77,000	32,962	2,336	104,97	314,00	3	3.113		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	»	5	5.153		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	»	4	4.133		

	Sondeo	N.º del testigo	Clase de rotura	Peso del testigo Kgs.	Volumen dm. ³	Densidad	Longitud media cm.	Sección de rotura cm. ²	Grados del manómetro	Carga de rotura Kgs.	Resistencia Kgs./cm. ²	OBSERVACIONES
13	C 3	18	Tracción	13,500	5,779	»	18,40	368,00	7	7.202	19,57	Media = 23,57.
»	»	»	Ídem	16,500	7,063	»	22,49	449,80	12	12.381	27,52	»
»	»	»	Ídem	8,000	3,424	»	10,90	218,00	5	5.153	23,63	»
»	»	»	Compresión	19,500	8,347	»	26,58	314,00	14	14.467	26,07	Sin labrar las dos caras.
»	»	»	Ídem	15,700	6,720	»	21,40	314,00	40	41.334	131,63	Labradas las dos caras.
14	C 3	21	Flexión	31,800	13,316	2,388	42,40	314,00	4	4.133		
»	»	»	Tracción	16,500	6,909	»	22,00	440,00	7	7.202	16,37	Media = 15,75.
»	»	»	Ídem	15,300	6,407	»	20,40	408,00	6	6.174	15,13	»
1	C 3	22	Tracción	22,200	9,300	2,387	29,62	592,40				
2	C 3	23	Tracción	17,000	7,200	2,361	22,93	458,60	8	8.229	17,94	
3	C 3	24	Tracción	12,800	5,400	2,370	17,20	344,00	6	6.174	17,94	
4	C 4	1	Flexión	71,100	30,000	2,370	95,54	314,00	5	5.153		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	314,00	5	5.153		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	314,00	5	5.153		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	314,00	5	5.153		
»	»	»	Tracción	15,400	6,498	»	20,69	413,80	14	14.467	34,96	Media = 26,53.
»	»	»	Ídem	15,000	6,329	»	20,16	403,20	11	11.343	28,13	»
»	»	»	Ídem	16,000	6,751	»	21,50	430,00	11	11.343	26,38	»
»	»	»	Ídem	11,200	4,726	»	15,05	301,00	6	6.174	20,51	»
»	»	»	Ídem	13,500	5,696	»	18,14	362,80	8	8.229	22,68	»
5	C 4	5	Flexión	28,500	11,800	2,415	37,58	314,00	3	3.113		
»	»	»	Tracción	12,000	4,968	»	15,82	316,40	14	14.467	45,72	Media = 31,13.
»	»	»	Ídem	16,500	6,832	»	21,76	435,20	7	7.202	16,55	»
6	C 4	6	Compresión	14,500	6,343	2,286	20,20	314,00	47	48.475	154,38	Caras labradas.
»	»	»	Ídem	14,700	6,343	2,317	20,20	314,00				Ídem. íd. sin romper.
7	C 4	7	Tracción	16,300	6,700	2,433	21,34	426,80	13	13.419	31,44	
8	C 4	8	Tracción	23,000	9,300	2,473	29,62	592,40	16	16.533	27,91	
9	C 4	9	Flexión	54,000	22,590	2,390	771,94	314,00	7	7.202		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	»	6	6.174		
»	»	»	Tracción	14,000	5,857	»	18,65	373,00	12	12.381	33,19	Media = 28,63.
»	»	»	Ídem	22,500	9,413	»	29,98	599,60	15	15.500	25,85	»
»	»	»	Ídem	17,500	7,320	»	21,31	466,20	12	12.381	26,56	»
10	C 5	2	Tracción	9,300	3,800	2,447	12,10	242,00	6	6.174	25,51	
1	C 5	5	Flexión	24,700	10,300	2,398	32,80	314,00	5	5.153		
»	»	»	Tracción	12,600	5,254	»	16,73	334,60	7	7.202	21,52	Media = 23,56.
»	»	»	Ídem	12,100	5,046	»	16,07	321,40	8	8.229	25,60	»
2	C 5	7	Flexión	38,300	15,400	2,487	49,04	314,00	7	7.202		
»	»	»	Tracción	17,600	7,077	»	22,53	450,60	17	17.567	38,98	Media = 38,98.
»	»	»	Ídem	20,700	8,323	»	26,51	530,20	20	20.667	38,98	»
3	C 5	8	Flexión	39,200	16,802	2,333	53,51	314,00	7	7.202		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	»	2	2.067		
»	»	»	Tracción	13,700	5,872	»	18,70	374,00	8	8.229	22,00	Media = 26,80.
»	»	»	Ídem	17,300	7,415	»	23,62	472,40	12	12.381	26,21	»
»	»	»	Ídem	8,200	3,515	»	11,19	223,80	7	7.202	32,18	»
4	C 5	9	Flexión	28,500	11,700	2,435	37,25	314,00	4	4.133		
»	»	»	Tracción	13,500	5,542	»	17,64	352,80	11	11.343	32,15	Media = 29,21.
»	»	»	Ídem	15,000	6,158	»	19,61	392,20	10	10.305	26,27	»
5	C 5	10	Flexión	55,700	24,304	2,292	77,40	314,00	6	6.174		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	»	5	5.153		
»	»	»	Tracción	15,900	6,937	2,292	22,10	442,00	12	12.381	28,01	
»	»	»	Compresión	14,700	6,374	2,306	20,30	314,00	55	56.636	180,34	Caras labradas.
»	»	»	Ídem	14,500	6,343	2,286	20,20	314,00	45	46.435	147,88	Caras labradas.
6	C 5	11	Tracción	19,700	8,200	2,402	26,11	522,20	8	8.229	15,76	
7	C 6	1	Flexión	81,000	32,650	2,480	103,98	314,00	7	7.202		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	»	5	5.153		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	»	7	7.202		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	»	5	5.153		
»	»	»	Tracción	14,800	5,958	»	18,98	379,60	11	11.343	29,88	Media = 31,99.

	Sondeo	N.º del testigo	Clase de rotura	Peso del testigo Kgs.	Volumen dm. ³	Densidad	Longitud media cm.	Sección de rotura cm. ²	Grados del manómetro	Carga de rotura Kgs.	Resistencia Kgs./cm. ²	OBSERVACIONES
7	C 6	1	Tracción	15,600	6,290	»	20,02	400,60	13	13.419	33,50	Media = 31,99.
»	»	»	Ídem	17,500	7,056	»	22,47	449,40	14	14.467	32,19	»
»	»	»	Ídem	18,800	7,580	»	24,14	482,80	15	15.500	32,10	»
»	»	»	Ídem	14,300	5,766	»	18,36	367,20	11,5	11.860	32,30	»
1	C 6	2	Flexión	55,800	23,396	2,385	74,50	314,00	3	3.113		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	314,00	5	5.153		
»	»	»	Compresión	15,500	6,500	»	20,70	314,00	63	64.821	206,43	Caras labradas.
»	»	»	Ídem	15,500	6,500	»	20,70	314,00	11	11.343	29,30	Ídem id. sin romper.
»	»	»	Tracción	14,500	6,079	»	19,36	387,00	11	11.343	121,76	
2	C 6	3	Flexión	52,800	22,000	2,400	70,06	314,00	37	38.233		
»	»	»	Compresión	12,800	5,608	2,282	17,86	314,00	5	5.153	21,13	Media = 25,91.
»	»	»	Tracción	9,300	3,827	2,430	12,19	243,80	12	12.381	30,26	»
»	»	»	Ídem	15,700	6,424	2,444	20,46	409,20	10	10.305	26,35	»
3	C 6	4	Ídem	15,000	6,136	2,444	19,55	391,00	7	7.202	21,33	
4	C 5	5	Tracción	13,200	5,300	2,490	16,88	337,60	5	5.153		
»	»	»	Flexión	71,700	29,836	2,403	95,00	314,00	5	5.153		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	»	4	4.133		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	»	12	12.381		
»	»	»	Tracción	16,400	6,824	»	21,75	»	11,5	11.858	28,46	Media = 27,36.
»	»	»	Ídem	16,600	6,908	»	22,00	435,00	9,5	9.782	26,95	
»	»	»	Ídem	16,600	6,658	»	21,20	440,00	18	18.600	23,07	
»	»	»	Ídem	22,700	9,446	»	30,05	424,00			30,95	
5	C 6	6	Flexión	85,900	35,480	2,421	113,00	601,00				
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	314,00	5,5	5.668		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	»	7	7.202		
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	»	2	2.067		Falta adherencia parte inferior
»	»	»	Tracción	16,200	6,691	»	21,31	»	2	2.067		
»	»	»	Ídem	10,000	4,130	»	13,16	426,20	10	10.305	24,17	Rotura irregular.
»	»	»	Ídem	20,500	8,467	»	26,95	263,20	7	7.202	27,36	Media = 24,72.
»	»	»	Ídem.	15,600	6,444	»	20,53	539,00	11,5	11.858	22,00	»
»	»	»	Ídem	23,600	9,748	»	31,05	410,60	10	10.305	25,10	»
1	C 6	7	Flexión	47,500	19,628	2,420	62,51	621,00	15	15.500	24,96	»
»	»	»	Ídem	»	»	»	»	314,00	5	5.153		
»	»	»	Tracción	16,700	6,901	»	21,98	»	2	2.067		
»	»	»	Ídem	16,300	6,735	»	21,45	439,60	13	13.419	30,52	Media = 24,47.
»	»	»	Ídem	14,500	5,992	»	19,08	429,00	10	10.305	24,02	»
2	C 6	8	Tracción	25,400	10,500	2,419	33,44	381,60	7	7.202	18,877	»
												Sin romper.

NOTA.—En los testigos menores de 40 cm. de longitud, se han determinado las densidades por el procedimiento de inmersión en agua, y en los de mayor longitud, por medida.

Al final de la lectura de los trabajos que preceden, se acordó deducir de los mismos la conclusión general siguiente:

1.ª Dada la importancia que en la técnica moderna presenta tanto la determinación experimental como el ensayo de comportamiento de las obras sobre modelo previo o sobre la realidad, se considera que debe recomendarse: La intensificación de una y otra y la comparación de los resultados finales con los previstos en el proyecto y la sistemática coordinación de tales trabajos experimentales con el análisis matemático.

Y no habiendo más asuntos que tratar, tras la aprobación de esta conclusión, se levanta la sesión a las ocho y media de la tarde.

SECCIÓN 4.^a

II CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA

(28 de mayo a 3 de junio de 1950)

ACTA DE LA SESIÓN CELEBRADA EL DÍA 30 DE MAYO DE 1950

Se abre la sesión a las 16 horas, estando constituida la Mesa con el Presidente, D. Eduardo Torroja Miret, Ingeniero de Caminos, y D. Luis Aldaz y Muguiro, también Ingeniero de Caminos, que actúa de Secretario.

Después de saludar a los reunidos, el Presidente concede la palabra al Sr. Elvira Montero, quien procede a la lectura del siguiente trabajo, de que es autor:

N.º 4. - Los betunes fluidificados «cut-back», y la técnica de su empleo en los revestimientos de carreteras

Autor: D. FRANCISCO ELVIRA MONTERO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

ORIGEN

En el proceso de refinado de los petróleos crudos, de base asfáltica o semiasfáltica, por medio de la destilación fraccionada, después de separar los destilados de tipo ligero (gasolina y nafta), los de tipo medio (keroseno) y los de tipo pesado («gas-oil» y «fuel-oil»), el residuo que se obtiene es una mezcla de aceites lubricantes y betún asfáltico que constituyen los llamados aceites asfálticos («roads oils») o aceites para carretera.

Si se continúa la destilación al vapor, hasta separar los aceites lubricantes, se obtiene como residuo el betún asfáltico, llamado en este caso refinado al vapor.

Si la separación se efectúa por un proceso de oxidación, insuflando aire, se obtiene los betunes oxidados o refinados con aire.

Si se mezcla un betún asfáltico con una cierta proporción de los productos destilados del petróleo, operación denominada «cutting back», se obtienen los betunes fluidificados «cut-back».

Según que el destilado añadido sea de tipo ligero, mediano o pesado, variará el producto obtenido, en razón de la mayor o menor rapidez de volatilización del destilado.

De la misma manera la proporción de aquél empleada caracterizará el tipo obtenido, por su diferente viscosidad.

Dos grupos se han establecido para los betunes «cut-back»:

El primero, R. C. («Rapid curing»), de endurecimiento rápido, se obtiene añadiendo al betún asfáltico un destilado de petróleo del tipo de gasolina o nafta.

El segundo, M. C. («Medium curing», de endurecimiento medio, se obtiene por adición de un destilado del tipo de keroseno.

Si el destilado añadido es de tipo pesado («gas-oil» o «fuel-oil»), se obtiene el grupo S. C. («Slow curing»), de endurecimiento lento, que está considerado como «road oil», por lo que solamente nos ocupamos de los dos primeros grupos.

CLASIFICACION

Los dos países en los que el empleo de los betunes fluidificados ha llegado a generalizarse más son los Estados Unidos de América y Francia.

En el primero se ha establecido la siguiente clasificación, adoptada y recomendada por el U. S. Bureau of Public Road, en colaboración con «The Asphalt Institute», que periódicamente se revisa, correspondiendo a la última revisión de septiembre de 1947 (cuadros núms. 1 y 2):

Como puede observarse, en cada grupo hay seis tipos, que van del índice 0 al 5.

Todos los tipos del mismo índice tienen igual viscosidad inicial y la misma proporción de betún residual, distinguiéndose los tipos, dentro de cada grupo, por la diferente proporción de aceites y clase de los mismos, diferente viscosidad y contenido de betún residual.

Clasificando los aceites, según la temperatura a que se destilan, de la siguiente forma:

Hasta 190° C.	Aceites ligeros.
De 190° C. a 225° C.	Aceites semiligeros.
De 225° C. a 260° C.	Aceites medios.
De 260° C. a 315° C.	Aceites semipesados.
De 315° C. a 360° C.	Aceites pesados.

puede observarse en los cuadros dichos, en la columna de parciales, la cantidad de aceite de cada clase que posee cada tipo en % del total del producto.

De esta forma se comprueba que en los tipos del grupo RC la diferencia acentuada se encuentra en los aceites ligeros y semiligeros, mientras que son casi iguales las proporciones de aceites semipesados y pesados.

Algo semejante ocurre en los tipos del grupo MC, aunque no tan acentuado por carecer de aceites ligeros.

La viscosidad de cada tipo se obtiene por una mezcla adecuada de las proporciones de betún y aceite, dependiendo de las viscosidades respectivas de ambos productos.

Así, los tipos RC-O y MC-O tienen igual viscosidad, y las proporciones de aceite y betún son iguales en los dos, pero como para la obtención de los tipos del grupo RC se parte de un betún más duro que el empleado en el grupo MC, es preciso, sin variar la proporción del 50 % de aceites, emplear para aquéllos un mayor porcentaje de aceites más fluidos que son los ligeros y semiligeros.

Con esto se obtiene una de las diferencias más señaladas, entre los dos grupos, que es la mayor rapidez de endurecimiento, de los tipos RC, sobre los MC, producida por la rapidez de evaporación de los aceites ligeros.

Dentro de cada grupo, los de índice bajo tienen una mayor rapidez relativa de endurecimiento, ya que partiendo en su estado inicial de una viscosidad menor, llegan a obtener la viscosidad del betún residual al mismo tiempo que los de índice alto, ya que al ser iguales los aceites semipesados y pesados tardan el mismo tiempo en perderlos por evaporación.

De todas maneras, esta transformación total no llega a ser completa sino al cabo de mucho tiempo, bajo la acción del aire y de la luz, y está influida por muchos factores.

Algo parecido se observa al efectuar en el laboratorio la destilación, donde, especialmente, la de los aceites pesados es difícil y lenta de obtener.

Esto explica el que la penetración del betún residual de la destilación no coincida exactamente con la del betún de origen del producto, probablemente por arrastre de aceites en la destilación.

Por lo que respecta a la clasificación empleada en Francia, a continuación se indica la adoptada por el Ministerio de «Travaux Publics» en 28 de julio de 1948 (cuadro núm. 3):

En esta clasificación se incluyen en uno solo los dos grupos RC y MC.

En la parte inferior se han señalado los tipos americanos equivalentes, con relativa aproximación.

En España se ha adoptado la clasificación de los Estados Unidos, por ser de fabricación americana los productos que se emplean.

G R U P O R C

BETUNES «CUT-BACK» DE ENDURECIMIENTO RÁPIDO (NORMAS ASPHALT INSTITUTE)

T I P O S	R C - 0		R C - 1		R C - 2		R C - 3		R C - 4		R C - 5	
	MÉTODO DE ENSAYO A-S-T-M											
CONDICIONES GENERALES												
Punto de inflamación en °C	D — 92		—		27 mínimo		27 mínimo		27 mínimo		27 mínimo	
Viscosidad Furol a 25° C en segundos, íd. íd. a 50° C en íd. íd. íd. a 60° C en íd. íd. íd. a 82,5° C en íd.	D — 88		75 — 150		100 — 200		250 — 500		125 — 250		300 — 600	
Destilación Destilación en % del total del producto. A 190° C. A 225° C. A 260° C. A 315° C. A 360° C. Betún residual de la destilación a 360° C. en % del total.	D — 402		Totales		Totales		Totales		Totales		Totales	
	7'5		4		0		0		0		0	
	20		16		13'2		6'75		1'76		1'76	
	10		8		8'25		8'10		7'04		8'8	
	7'5		7'2		7'25		7'56		8'80		8'1	
Ensayos del betún residual Penetración a 25° C. 100 gr. 5 segundos. Ductibilidad a 25° C. Solubilidad en tetracloruro de carbono, tanto por 100	D — 5 D — 113		80 — 120 100 mín.		80 — 120 100 mín.		80 — 120 100 mín.		80 — 120 100 mín.		80 — 120 100 mín.	
	D — 4		99'5 mín.		99'5 mín.		99'5 mín.		99'5 mín.		99'5 mín.	
	—		27 a 66 27 a 52		38 a 80 27 a 66		66 a 93 52 a 80		80 a 121 66 a 93		93 a 135 80 a 107	
	—		—		—		—		—		—	
	—		—		—		—		—		—	

CUADRO N.º 1

GRUPO MC

BETUNES «CUT-BACK» DE ENDURECIMIENTO MEDIO - (NORMAS ASPHALT INSTITUTE)

T I P O S		M C - 0	M C - 1	M C - 2	M C - 3	M C - 4	M C - 5
CONDICIONES GENERALES		EL MATERIAL NO DEBE CONTENER AGUA					
Punto de inflamación en °C	D — 92	38 mínimo	38 mínimo	66 mínimo	66 mínimo	66 mínimo	66 mínimo
Viscosidad Furol a 25° C en segundos, íd. íd. a 50° C en íd. íd. íd. a 60° C en íd. íd. íd. 82,5° C en íd.	D — 88	75 — 150 — — —	75 — 150 — — —	— — 100 — 200 —	— — 250 — 500 —	— — 125 — 250 —	— — 300 — 600 —
Destilación		Particiales	Particiales	Particiales	Particiales	Particiales	Particiales
Destilación en % del total del producto.	D — 402	Totales	Totales	Totales	Totales	Totales	Totales
A 190° C.	—	0	0	0	0	0	0
A 225° C.	—	12'5	8	3'3	1'35	0	0
A 260° C.	—	7'5 — 22'5	2 — 18	1'65 - 14'85	0 - 8'45	0 a 6'6	0 a 3'6
A 315° C.	—	2'5 — 26'5	2 — 26	1'65 - 23'76	4'05 - 21'60	2'2 - 11	0 - 9'9
A 360° C.	—	8'5 — 12'5	4 — 12	5'17 - 13'2	4'05 - 12'15	4'4 - 13'2	4'5 - 14'4
Betún residual de la destilación a 360° C. en % del total.	—	50	60	67	73	78	82
Ensayos del betún residual		Particiales	Particiales	Particiales	Particiales	Particiales	Particiales
Penetración a 25° C. 100 gr. 5 segundos.	D — 5	120 — 300	120 — 300	120 — 300	120 — 300	120 — 300	120 — 300
Ductibilidad a 25° C.	D — 113	100 min.	100 min.	100 min.	100 min.	100 min.	100 min.
Solubilidad en tetracloruro de carbono, tanto por 100	D — 4	99'5 min.	99'5 min.	99'5 min.	99'5 min.	99'5 min.	99'5 min.
Temperatura de uso		Particiales	Particiales	Particiales	Particiales	Particiales	Particiales
En riego ° C.	—	10 — 49	27 a 66	38 a 93	80 a 121	93 a 135	107 a 135
En mezcla ° C.	—	10 — 49	27 a 66	38 a 93	66 a 93	80 a 107	93 a 121

CARACTERISTICAS EXIGIDAS EN FRANCIA PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE BETUNES «CUT-BACK» CON SOLVENTES PETROLÍFEROS (28 JULIO 1948)

T I P O S	0 - 1 MUY FLUIDO	10 - 15 FLUIDO	50 - 100 SEMI-VISCOSO	150 - 200 VISCOSO	400 - 500 MUY VISCOSO
<i>Ensayos</i>					
Viscosidad B. R. T. A. a 25° C.					
Orificio de 4 mm. de diámetro ...	Inferior a 30 segundos.				
Orificio de 10 mm. de diámetro ...	—	10 a 15 seg.	50 a 100 seg.	150 a 200 seg.	400 a 500 seg.
Densidad a 15° C. ...	—	(0'920 a 0'990)		—	—
Destilación A. S. T. M. (% de «cut-back»)					
A — 190° C. ...	9 % máx.	—	—	—	—
A — 225° C. ...	18 — 25	7 % máx.	5 % máx.	3 % máx.	2 % máx.
A — 315° C. ...	35 — 41	16 — 28	7 — 20	6 — 15	5 — 12
A — 360° C. ...	44 máx.	32 máx.	25 máx.	20 máx.	15 máx.
Penetración Dow a 25° C. del residuo de la destilación en décimas de mm.	—	(80 — 300)			
Empleo ...	Imprimación de suelos relativamente compactos.	Imprimación de suelos relativamente porosos.	Riegos empleos parciales diferidos.	Riegos y mezcla previa.	Mezcla previa y riegos en tiempo cálido.
Correspondencia con los tipos americanos.	RC - 0: RC - 1 MC - 0: MC - 1	RC - 2: RC - 3 MC - 2	RC - 3: RC - 4 MC - 3: MC - 4	RC - 4: RC - 5 MC - 4: MC - 5	RC - 5 MC - 5

C U A D R O N . ° 3

COMPOSICIÓN FÍSICO-QUÍMICA

La naturaleza coloidal de los materiales asfálticos ha sido comprobada modernamente, observando con el ultramicroscopio los movimientos brownianos de las partículas en suspensión, aun en soluciones diluídas, y en el hecho de que no se encuentren sustancias asfálticas o carbonadas en los destilados, y en que los asfaltenos retengan hidrógeno aun a temperaturas de 425° C.

Está reconocido que un betún asfáltico es una dispersión coloidal de carbono y resinas en un medio aceitoso.

El carbono se encuentra en partículas del tamaño de ultramicros que están rodeadas y protegidas por las resinas asfálticas, existiendo una relación de adsorción entre ambos, constituyendo las micelas.

El medio aceitoso lo constituyen los aceites o petróleos.

Los asfaltenos, resinas y aceites forman, pues, un sistema coloidal, en el que los asfaltenos están dispersos en el aceite y la solución está estabilizada por las resinas, que actúan de protección del coloide.

La estabilidad del sistema depende, por tanto, de la tensión superficial existente entre el medio aceitoso y las micelas.

Los cambios en la estabilidad dan lugares a floculaciones o coagulaciones que pueden ser reversibles o irreversibles.

En las primeras, el cambio de la estabilidad es sólo pasajero, produciéndose automáticamente al cabo de cierto tiempo la peptización y restableciéndose el coloide.

En las segundas, el coágulo no se reabsorbe, y generalmente se producen por reacciones que destruyen las micelas, o por excesivo calentamiento («cracking»).

Esta composición coloidal explica perfectamente los fenómenos que tienen lugar en la destilación de los petróleos.

En los petróleos crudos, la dispersión está muy diluída, pero a medida que el proceso de destilación avanza aumenta el tamaño de las micelas, o su número, hasta alcanzar el estado de dispersión coloidal en los betunes, al ir disminuyendo el medio aceitoso, dependiendo la dureza de aquéllos de la menor o mayor proporción de éste.

Si este proceso de disminución del medio aceitoso por destilación, continúa, llegaremos a un aumento tan grande de las micelas y de su número, que formarán el medio continuo, y los aceites, el disperso. Avanzando este proceso obtendremos la unión de las micelas, formándose los betunes de alto punto de fusión, y penetración inferior a 10.

En la fase intermedia de este proceso, se encuentran los betunes desde los tipos duros, de penetración 40, a los más blandos, de 300 de penetración, diferenciándose por la mayor proporción del medio aceitoso de dispersión en estos últimos.

Si fluidificamos un betún asfáltico con un destilado de petróleo para obtener un «cut-back», lo único que se hace es diluir el medio aceitoso, conservando el producto obtenido el estado de dispersión coloidal.

El fluidificante puede producir floculaciones en el estado de dispersión coloidal del betún, si disminuye la tensión superficial existente entre las micelas y los aceites.

La tensión superficial de un betún a 25° C. es, aproximadamente, de 32 dinas por cm.

Si el fluidificante tiene una tensión superficial muy inferior, se producirá la pectización.

Tal es el caso de la nafta, con tensión superficial de 17 dinas por cm., cuya adición a un betún produce floculaciones.

Para evitar esto, el fluidificante debe tener una tensión próxima o superior a las 30 dinas por cm.

Esto se consigue con la adecuada proporción de aceites pesados de gran tensión superficial, o en algunos casos con la adición de productos estabilizantes, en pequeñas proporciones, como resinas orgánicas.

PROPIEDADES FÍSICAS

La temperatura de inflamación es para los tipos RC (cuadro núm. 1) de 27° C. como mínimo, y para los tipos MC (cuadro núm. 2), de 38° C. a 66° C.

Esta temperatura es aquella a la que se inflaman los vapores despedidos, si se les acerca fuego, dando una llamarada que se apaga en seguida.

La temperatura de fuego es más elevada, y alcanzándose ésta, si se inflaman los vapores, se quema todo el producto.

Por este motivo se señalan, en los cuadros números 1 y 2, las temperaturas límites de aplicación, que oscilan de 49 a 135° C., no debiendo sobrepasarlas sin tomar las debidas precauciones.

* * *

En los citados cuadros se señalan las viscosidades de los distintos tipos a diversas temperaturas.

Para tener una idea de comparación, se indican a continuación las viscosidades referidas a la temperatura de 60° C., comparadas con la del betún de 200-300:

		Viscosidad Furol a 60° C	
Betún asfáltico	200—300 a 25° C.	3.000 segundos.	
Betunes «cut-back» tipos RC y MC.	5	1.500—3.000	»
	4	600—1.200	»
	3	600—500	»
	2	100—200	»
	1	40—80	»
	0	15—30	»

Los tipos de índice 5 son el escalón siguiente a los betunes de penetración 200-300, con lo que se forma una completa graduación, desde los betunes duros de 40-50 a los tipos de índice 0, de menor viscosidad.

La viscosidad de los distintos tipos es interesante, desde el punto de vista de elección para el revestimiento proyectado, ya que a mayor viscosidad corresponde mayor cohesión, y mayor poder adhesivo respecto al árido empleado.

No hay que olvidar que mientras los betunes asfálticos conservan su poder adhesivo casi constante al conservar invariable durante mucho tiempo la viscosidad inicial, los betunes «cut-back» las aumentan después de su empleo, siempre que estén aireados y puedan perder por evaporación los aceites fluidificantes.

Este proceso de endurecimiento es análogo al del fraguado del cemento, y de la misma manera puede dibujarse la curva de endurecimiento, llevando al eje de ordenadas las distintas viscosidades y el de abscisas los tiempos transcurridos.

La viscosidad aumenta también sin haber evaporación de aceites, cuando el producto está en reposo, como sucede en el almacenaje.

Esto es una propiedad de todos los coloides, y el aumento de la viscosidad por esta causa puede alcanzar hasta un 25 % en un período de tres meses.

Para recobrar la viscosidad inicial, debe calentarse el producto entre 100 y 200° C. durante una hora y luego dejarlo enfriar.

* * *

La adhesividad para los distintos tipos de agregado varía según la procedencia de éste.

En general, es mayor para el agregado obtenido por machaqueo que para el natural.

Aquella se manifiesta más fuerte para gravillas artificiales que para las naturales, por el fenómeno mecánico de existir mejor trabazón para las primeras, y por el hecho de que ordinariamente la gravilla artificial es más limpia que la natural, sin que esto quiera decir que una gravilla natural bien limpia no dé un excelente resultado.

* * *

La influencia del agua en la disminución del poder adherente de los betunes «cut-back» es muy señalada.

Las causas son de dos tipos. La primera, es que retrasa el endurecimiento del aglomerante, impidiéndole el aumento de viscosidad y, por tanto, el de su adhesividad o poder ligante.

La segunda causa, obra sobre el agregado, según sea su procedencia.

En general, las rocas de reacción básica, como la caliza, dan agregados en los que el betún no es desplazado por el agua, y las rocas de reacción ácida, como sílex, cuarcitas y granito, dan agregados en los que tiene lugar el desplazamiento.

Como precisamente estas últimas son las de mayor resistencia al desgaste y, por tanto, más útiles, se han propuesto gran cantidad de procedimientos para evitar ese inconveniente.

Todos ellos consisten en la impregnación del agregado con sustancias que modifican la estructura molecular de su superficie. También pueden mezclarse estas sustancias con el aglomerante.

Para impregnación del agregado se usan sales metálicas de plomo, cobre, aluminio o hierro o sustancias alcalinas, como cemento portland, resinas, etc.

Para mezclar con el betún se emplean, en proporciones de 0,1 a 2 %, diversas sustancias, como sulfato de hierro o aluminio, ácidos orgánicos, etc.

En Francia es corriente que los betunes «cut-back» se fabriquen ya con estas sustancias para darle resistencia al agua y aumentar su adhesividad.

En España se ha empleado un producto inglés denominado Wetfix, que se mezcla en la proporción de 1 % en volumen con el «cut-back» en caliente, agitándose la mezcla durante 20 minutos. El producto así tratado es apto para su empleo en tiempo de lluvia.

Para que su empleo sea efectivo, en riegos superficiales, es preciso que el firme y la gravilla estén limpios de suciedad, pues si no es así se forma con el agua una película que impide la adherencia, siendo arrastrada la gravilla por el tránsito, y despegándose la película de betún de la carretera.

* * *

El peso específico de los distintos tipos, a la temperatura de 15,5° C., es el siguiente:

Tipos RC y MC ...	0	0'935
	1	0'957
	2	0'968
	3	0'988
	4	0'996
	5	1'003

Al calentar el producto, su volumen aumenta hasta un 2 % a 100° C. con respecto al correspondiente a 15,5° C., y, por tanto, el peso específico a aquella temperatura es el 0,98 del correspondiente a 15,5° C.

TIPOS DE REVESTIMIENTO

Se detallan solamente los tres tipos más empleados en nuestro país en conservación y reparación de carreteras, que son los siguientes: sobrerriegos firmes bituminosos, primeros riegos de firmes de «macadam» y firmes con riego bituminoso a penetración.

1.º SOBRERRIEGOS.

Consisten en la aplicación, sobre un firme bituminoso, de una nueva capa de material asfáltico que se recubre con un agregado mineral (gravilla o arena).

La técnica de ejecución comprende el restablecimiento de un perfil uniforme en el firme a reparar, mediante un bacheo previo.

Este bacheo se realiza corrientemente con emulsión asfáltica.

Una vez reparado el firme de todos los agujeros, salientes y ondulaciones, se encuentra preparado para extender sobre él el material asfáltico que ha de constituir la nueva capa de rodadura, después de cubierto con el agregado mineral y practicado el cilindrado del mismo.

En la reparación de estos firmes con betunes asfálticos, se requerían betunes de 150 a 300 de penetración, con dosificaciones necesarias superiores a 1 Kg/m², lo que traía como consecuencia posterior el resudado del firme y que éste llegaba a ser deslizante.

El empleo de los betunes fluidificados «cut-back» permite el empleo de dosificaciones menores, tanto en peso del producto aplicado como del betún resultante al producirse el curado o endurecimiento, evitándose de esta manera aquellos inconvenientes.

El éxito de su empleo está íntimamente ligado a la relación existente entre el tipo del «cut-back» usado, según su viscosidad, rapidez de endurecimiento y proporción de betún libre y la granulometría del árido empleado en la cobertura.

Para el primero, los tipos más convenientes son los de curado rápido, es decir, los pertenecientes al grupo RC.

La elección del tipo exacto, del 0 al 5, depende de la finalidad de la reparación, condiciones climatológicas, tráfico y perfil de la carretera.

Hay que considerar que cuanto más grueso sea el árido de cobertura más viscoso debe ser el tipo de «cut-back» empleado, o sea, de índice más alto y mayor la dosificación de éste.

Así, por ejemplo, un firme asfáltico envejecido, donde la superficie ha dejado de ser antideslizante, o se ha deteriorado por agrietamiento, puede ser mejorado sin necesidad de construir un tapiz de espesor considerable, mediante el empleo de pequeñas dosificaciones del orden de 0,5 Kg/m², suficiente para la renovación de la capa asfáltica, y cubriéndolo con un árido de 1 a 8 mm., a razón de 5 l/m².

Si se desea obtener una superficie rugosa y antideslizante hay que emplear un árido más grueso y, por lo tanto, emplear un tipo más viscoso, con una dosificación de 1 Kg/m².

Y por último, cuando se desea obtener una superficie muy rugosa o cuando interesa aumentar considerablemente el espesor de la capa de rodadura, es

preciso emplear un árido mayor y un tipo de «cut-back» más viscoso, con dosificación de 2 Kgs. a 2,5 Kgs/m².

En el siguiente cuadro se señalan la relación que debe existir entre los áridos, «cut-back» y dosificaciones de ambos:

NÚMERO DEL TRATAMIENTO	1	2	3	4	5	6
Tipo del árido	Arena de 0'15 a 5 mm.	Gravilla de 1 a 8 mm.	Gravilla de 3 a 12 mm.	Gravilla de 5 a 13 mm.	Gravilla de 5 a 20 mm.	Gravilla de 10 a 20 mm.

Cantidad de árido para la cobertura

Litros por m ²	4'5 a 6'5	4'5 a 6'5	6'5 a 10	10 a 15	15 a 20	20 a 25
---------------------------	-----------------	-----------------	----------------	---------------	---------------	---------------

Tipo del betún «cut-back» a usar

En frío.	RC-1	RC-1				
En caliente.	RC-2	RC-2	RC-2	RC-3	RC-4	RC-5

Dosificación del betún «cut-back»

Kgs. por m ²	0'45 a 0'65	0'45 a 0'65	0'65 a 1'00	1'00 a 1'50	1'50 a 2'00	2'00 a 2'50
-------------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------

El árido es preferible que sea obtenido por machaqueo, por dar mejor resultado que el natural.

La forma de sus granos debe ser la cúbica. Debe rechazarse la forma plana con que se obtiene en algunas machacadoras de mandíbulas, siendo conveniente efectuar el machaqueo en giro-gravilladoras.

La piedra que da mejores resultados es la caliza dura, por ser hidrófoba.

Deben rechazarse, o emplearse en tiempo seco, las rocas hidrófilas, como silex, cuarcita y granito, a menos de efectuar un tratamiento previo que corrija este inconveniente, ya que, en caso de lluvia, el agua desplazaría al betún.

A la vista del cuadro anterior, el ingeniero escogerá el tratamiento más adecuado, para la finalidad del revestimiento, según los tipos de «cut-back» y áridos de que se disponga.

Hay que considerar también la época del año, ya que en verano conviene emplear los tipos más viscosos, y los menos en primavera y otoño, a causa de que la temperatura elevada retrasa el aumento de viscosidad.

Si la carretera donde ha de hacerse el tratamiento tiene curvas de escaso radio, o tramos de gran pendiente, deben emplearse también los índices altos en razón de su mayor viscosidad y mayor poder ligante inicial, ya que, en caso contrario, el árido sería arrastrado por el tránsito en las curvas y el «cut-back» no se repartiría uniformemente en las pendientes, pues tendría tendencia a deslizar.

No debe efectuarse ningún empleo si la temperatura en la sombra es inferior a 10° C.

En los EE. UU. se señalan y se exigen para los áridos determinadas composiciones granulométricas, que son las siguientes:

Gravilla de 1 a 8 mm.

Entre tamiz 3/8" y núm. 4 (9'52 y 4'76 mm.) ...	0 al 15 %
Entre tamiz núm. 4 y núm. 8 (4'76 y 2'38 mm.) ...	45 al 90 %
Entre tamiz núm. 8 y núm. 16 (2'38 y 1'19 mm.) ...	0 al 40 %

Gravilla de 3 a 12 mm.

Entre 3/4" y 1/2" (19'1 y 12'7 mm.) ...	0 al 10 %
Entre 1/2" y 3/8" (12'7 y 9'52 mm.) ...	15 al 60 %
Entre 3/8" y núm. 4 (9'52 y 4'76 mm.) ...	15 al 70 %
Entre núm. 4 y núm. 8 (4'76 y 2'38 mm.) ...	0 al 25 %

Gravilla de 5 a 13 mm.

Entre 3/4" y 1/2" (19'1 y 12'7 mm.) ...	0 al 10 %
Entre 1/2" y 3/8" (12'7 y 9'52 mm.) ...	20 al 60 %
Entre 3/8" y núm. 4 (9'52 y 4'76 mm.) ...	25 al 70 %
Entre núm. 4 y núm. 8 (4'76 y 2'38 mm.) ...	0 al 15 %

Gravilla de 5 a 20 mm.

Entre 1" y 3/4" (25'4 y 19'1 mm.) ...	0 al 10 %
Entre 3/4" y 3/8" (19'1 y 9'52 mm.) ...	35 al 80 %
Entre 3/8" y núm. 4 (9'52 y 4'76 mm.) ...	10 al 55 %
Entre núm. 4 y núm. 8 (4'76 y 2'38 mm.) ...	0 al 10 %

Gravilla de 10 a 20 mm.

Entre 1" y 3/4" (25'4 y 19'1 mm.) ...	0 al 10 %
Entre 3/4" y 1/2" (19'1 y 12'7 mm.) ...	35 al 80 %
Entre 1/2" y 3/8" (12'7 y 9'52 mm.) ...	5 al 55 %
Entre 3/8" y núm. 4 (9'52 y 4'76 mm.) ...	0 al 15 %

Los análisis granulométricos realizados en el Laboratorio de la Jefatura de Obras Públicas de Barcelona con varias muestras de gravillas artificiales nos han demostrado que empleando las cribas límites, señaladas en el cuadro anterior, todas las gravillas se ajustan a las granulometrías señaladas, ya que los márgenes son muy amplios.

La condición principal que ha de poseer el árido es que su tamaño esté comprendido entre los límites señalados.

Si, por ejemplo, se trata de hacer un sobrerriego con 1 Kg. de RC-2, no deben emplearse gravilla de tamaño mayor de 12 mm. ni menor de 3 mm.

Las gravillas deben estar completamente limpias de polvo, que al fijarse sobre el ligante impide la adherencia de la gravilla.

Tanto el firme como la gravilla deben estar completamente secos al efectuar el empleo.

En caso de lluvia, hay que suspender los trabajos hasta que ambos se encuentren sin restos de humedad, a menos de emplear los productos ya señalados que mantienen la adhesividad en presencia del agua.

En España, los sobrerriegos se efectúan sin cortar el tránsito por la carretera.

En estas condiciones es conveniente emplear tipos de «cut-back» de índice alto, RC-3, RC-4, RC-5, según la importancia del tránsito, o ejecutar los trabajos por mitades, esperando el curado del material, a fin de evitar el arrastre de la gravilla.

La técnica general de ejecución de un sobrerriego es la siguiente:

Después de realizado el bacheo se barre bien el firme, de manera que no quede ningún resto de suciedad en él.

Hay que procurar barrer el firme en dirección opuesta adonde están los acopios de gravilla, a fin de que el polvo no se mezcle con aquélla.

Una vez que el firme está limpio, puede procederse a la extensión del betún «cut-back» escogido y en la dosificación que se haya adoptado.

Es de gran importancia que la cantidad que se extiende sobre el firme sea la adoptada.

Esto es de gran dificultad, si no se hace mecánicamente, ya que con el método generalmente empleado de manguera a presión, en camión cuba o calentado en calderas, depende de la práctica del regador.

La temperatura de calentado debe estar comprendida entre los límites señalados en el cuadro núm. 1.

Para pequeñas dosificaciones es necesario, si no se dispone de presión suficiente, calentarlo a temperaturas superiores, al objeto de disminuir la viscosidad del producto.

En este caso, hay que tomar precauciones, pues el manejo es peligroso, por causa de la inflamabilidad de aquél.

Una vez extendido debe cubrirse con el árido en las proporciones debidas, acompañado de un ligero barrido, a fin de conseguir la debida uniformidad.

Inmediatamente se efectúa el cilindrado, con apisonadora de 5 a 10 Tm., de los lados al centro.

El primer paso de la apisonadora debe estar concluido dentro de la media hora siguiente a la extensión del árido.

Éste debe continuar después, hasta conseguir una superficie suave y compacta.

Después de terminado el cilindrado debe barrerse toda la gravilla sobrante en la carretera.

Si los acopios de gravilla se han hecho con varios meses de anticipación a la ejecución del sobrerriego es conveniente, unos días antes de comenzar las obras, volver a cribarlos por la malla inferior, a fin de dejarlos limpios de polvo y partículas extrañas que hayan podido adquirir.

Como punto final señalaremos que, a nuestro juicio, los tipos más indicados para usar en España son, en condiciones normales de trazado:

En verano:

1 Kg. de RC-3 con 10 l. de gravilla de 3 a 12 mm. en firmes de espesor suficiente de betún.

1,50 Kgs. de RC-4 con 15 l. de gravilla de 5 a 20 mm. en firmes con escasa capa de rodadura.

En primavera y otoño:

0,65 Kgs. de RC-2 con 6,5 l. de gravilla de 1 a 8 mm. en firmes con espesor suficiente de betún.

1 Kg. de RC-2 con 10 l. de gravilla de 3 a 12 mm. en firmes con escasa capa de rodadura.

2.º PRIMEROS RIEGOS DE FIRMES DE «MACADAM».

Consisten en la obtención sobre un firme de macadam de una capa de rodadura asfáltica.

La técnica de ejecución comprende el restablecimiento de un perfil uniforme en el firme de «macadam» mediante el bacheo de las depresiones y corrección de

todas las irregularidades de su perfil, con igual material al que constituye el firme, o si las irregularidades son de poco espesor, con emulsión asfáltica y gravilla.

Una vez corregido el perfil se procede al barrido de todo el material suelto y polvo.

A continuación se procede a la extensión del riego de imprimación con el tipo MC-0 a razón de 1 Kg. a 2 Kgs. por m².

Este riego no se cubre con árido, y hay, por tanto, necesidad de cortar el tránsito.

Transcurridas 24 horas todo el riego debe estar absorbido por el firme. Si no fuera así se extiende arena en cantidad suficiente para absorber el sobrante.

Pasado este tiempo y comprobado que la capa de imprimación ha adquirido la suficiente viscosidad para ligar el firme de «macadam» con la capa de rodadura, se construye ésta de análoga manera que un sobrerriego.

Lo fundamental de este tratamiento es el riego de imprimación.

Su objeto es penetrar en el firme de «macadam» para unirlo de una manera perfecta con la capa de rodadura.

La dosificación varía de 1 a 2 Kgs/m². Según lo consolidado que esté el firme e incrustado el recebo entre las piedras, variará la penetración del material y, por tanto, la cantidad necesaria.

Como regla práctica puede probarse en varios sitios varias dosificaciones y adoptar aquella que sea absorbida en 24 horas.

En verano y con temperatura muy elevada puede usarse un tipo más viscoso MC-1, para evitar una excesiva penetración.

Este mismo tipo de revestimiento puede ser aplicado a firmes viejos de hormigón, después de bacheados, con la sola diferencia de que la capa de imprimación se hace con el tipo RC-2 o RC-3, ya que en este caso no es necesaria la penetración y se puede emplear tipos más viscosos y más rápidos de endurecimiento.

El resto del tratamiento se hace de igual manera.

3.º RIEGOS A PENETRACION.

Para la construcción de este tipo de revestimiento es necesario utilizar como cimientto un firme antiguo de

espesor adecuado al tráfico que ha de soportar la carretera.

Generalmente se construyen sobre firmes de «macadam», de espesor suficiente, para mejorarlos con un revestimiento asfáltico.

Puede emplearse también como cimientó, un viejo firme de hormigón o un firme asfáltico deteriorado y cuyo perfil desea corregirse, ya sea por estar ondulado o por haber quedado de espesor insuficiente para las cargas que ha de soportar.

El espesor del revestimiento asfáltico a penetración, empleando betunes fluidificados «cut-back», no debe exceder de 5 cm. y puede construirse hasta de 2,5 centímetros como espesor mínimo.

Si se necesitara un espesor superior a 5 cm. debe construirse por capas, para que su ejecución sea perfecta.

Su empleo está indicado, por razón de su economía y facilidad de ejecución, en la construcción de nuevas carreteras.

Un espesor de 5 cm. con riego a penetración, sobre un cimientó de «macadam» de 15 cm., es suficiente para soportar las máximas cargas admitidas en España, siempre que se asiente sobre un suelo de adecuada resistencia (2 Kgs/cm²).

La técnica de la ejecución de los riegos a penetración comprende la preparación del cimientó con un perfil uniforme idéntico al que ha de tener la capa de rodadura, suprimiendo baches y ondulaciones; se admite una tolerancia de 2,5 cm. en el perfilado.

Una vez conseguido un perfil uniforme, debe barrerse eliminando todos los materiales sueltos y limpiando el polvo y materias extrañas.

Estando el cimientó limpio y bien seco se efectúa un riego de imprimación con 1 Kg. a 1,5 Kgs. de MC-0 por metro cuadrado.

Si el cimientó es de tipo abierto puede emplearse el tipo MC-1 ó el MC-2, a fin de evitar una excesiva penetración.

Si el cimientó es de hormigón, se utilizan tipos de rápido endurecimiento, RC-2 y RC-3, pues no es precisa la penetración sino solamente una capa asfáltica que sirva de aglomerante.

En caso de utilizar como cimientó un firme asfáltico, no es necesario este riego previo.

El riego de imprimación puede efectuarse también con emulsión asfáltica de rotura rápida.

El riego de imprimación no se cubre con árido, y, por lo tanto, hay necesidad de cortar el tránsito, o ejecutarlo por mitades.

Caso de no poder cumplir esta condición, es preciso aumentar la dosificación en 0,25 Kg/m² y cubrir el riego con arena de tamaño máximo de 5 mm. en cantidad suficiente para cubrir el riego y evitar que sea arrastrado el material asfáltico por el tránsito.

Transcurridas al menos 24 horas y comprobado que el material ha desarrollado su poder ligante por aumento de su viscosidad, se extiende la piedra machacada en cantidad necesaria para formar el espesor definitivo que se adopte, debiendo ser repartida a lo largo y ancho del firme de una manera uniforme.

A continuación se efectúa el cilindrado en seco con una apisonadora de 10 toneladas, de los lados al centro.

Si en el cimientó se cubrió el riego de imprimación con arena, es preciso, antes de extender el árido, barrer toda la arena sobrante sobre aquél, y que no haya sido ligada por el material de imprimación.

Una vez extendida la piedra y apisonada debidamente, se procede a efectuar el riego de penetración, con la dosificación adecuada al espesor proyectado.

Inmediatamente después de efectuar el riego de penetración se cubre con gravilla de 3 a 12 mm., a razón de unos 8 litros/m², lo necesario para cubrir el riego y poder apisonar, sin que el cilindro arrastre el material asfáltico.

Debe procurarse que la gravilla no forme capa continua, es decir, que no cubra la piedra, para lo cual es preciso extender solamente la gravilla necesaria para tapar los huecos que presente la piedra.

El cilindrado se continúa hasta que el firme no señale ningún movimiento al paso de la apisonadora, lo que indica que toda la piedra está perfectamente ligada.

Entonces, después de barrida la superficie para eliminar todos los materiales sueltos, se efectúa un riego de sellado con 1,5 Kgs/m² del mismo material asfáltico con que se hizo la penetración, y se cubre con 15 litros/m² de gravilla de 3 a 12 mm., apisonando a continuación con un rodillo de 10 toneladas.

Las dosificaciones y materiales que han de emplearse se señalan en el siguiente cuadro:

ESPESOR 5 CM.		
IMPRIMACION	PENETRACION	SELLADO
1 a 1.5 Kgs/m ²	60 l/m ² piedra de 2 a 5 cm.	1.5 Kgs/m ² { RC - 3 RC - 4
	4 Kgs/m ² { MC - 0 MC - 1 MC - 2 Emulsión asfáltica	15 l/m ² gravilla 3 a 12 milímetros.
	8 l/m ² gravilla 3 a 12 milímetros.	

ESPESOR 2.5 CM.		
1 a 1.5 Kgs/m ²	30 l/m ² piedra de 1 a 2.5 cm.	1.5 Kgs/m ² { RC - 3 RC - 4
	2 Kgs/m ² { MC - 0 MC - 1 MC - 2 Emulsión asfáltica	15 l/m ² gravilla 3 a 12 milímetros.
	8 l/m ² gravilla 3 a 12 milímetros.	

La elección del tipo de «cut-back» a emplear en la penetración depende de la granulometría de la piedra.

Si toda ella es de un tamaño uniforme, igual al límite superior, debe emplearse el tipo más viscoso, el RC-4, pues los huecos serán mayores.

El R-C2 se usará en una granulometría cerrada, donde el tamaño de los huecos después de apisonado será mínimo, y es necesario emplear un material más fluido para asegurar la penetración.

El RC-3 se usará en los casos intermedios.

* * *

En la construcción de un firme nuevo de esta clase, por ejemplo, en una carretera de nueva construcción, es preferible construir en primer lugar el cimientado de «macadam», consolidándolo con agua y recebo.

Incluso puede autorizarse el tránsito para lograr una estabilidad perfecta, teniendo cuidado de conservar en perfecto estado la superficie de rodadura.

Una vez consolidado a satisfacción el cimientado, ya sea por apisonado o bajo la acción del tránsito, se procede al barrido de la superficie del polvo, tierra y toda clase de material suelto, y se realiza el riego de imprimación, continuando el resto del tratamiento de la misma forma.

* * *

Una variante de este tipo de construcción, lo consti-

tuye el realizar el riego a penetración de análoga manera a como se ejecutan éstos cuando se emplea betún asfáltico de 90 a 150 de penetración.

En estos últimos se extiende la piedra machacada por capas hasta conseguir el espesor deseado. Se apisona en seco y se efectúa el riego de betún de 90 a 150 de penetración, cuyo riego se cubre con gravilla de 15 a 25 mm. para llenar los huecos de la piedra, procediéndose después al sellado y cobertura con gravilla de 5 a 15 mm.

La piedra empleada en estos casos es la corriente emplea en «macadam», es decir, de tamaño máximo de 7 a 8 cm. y, además, para asegurarse la penetración del betún, debe ser de tamaño uniforme y grande para que los huecos sean de gran dimensión a fin de conseguir la debida penetración del betún.

Si con el firme preparado para la penetración de esta manera se hiciera el riego con un betún fluidificado «cut-back», todo el material se deslizaría hasta el fondo del cimientado en razón de su mayor fluidez, constituyendo la obra un fracaso, pues la parte superficial quedaría sin trabazón y la inferior tendría un exceso de betún que haría movedizo el firme, y por otra parte no se conseguiría la debida ligazón entre el firme y la capa de sellado.

La técnica para una perfecta ejecución del riego a penetración en estos casos, empleando como aglomerante un «cut-back» debe ser la siguiente:

Los últimos 5 cm. de espesor del firme deben ejecutarse con piedra más pequeña, de 2 a 5 cm., o si se emplea la misma piedra que para el resto del firme, debe mezclarse con gravilla de 10 a 25 mm. antes de la consolidación a fin de reducir el tamaño de los huecos, para poder efectuar la penetración en las debidas condiciones. El resto del tratamiento se hace de la manera ya señalada sin ninguna variación.

* * *

Para una perfecta ejecución de esta clase de afirmado son condiciones esenciales las siguientes:

1.ª Empleo de agregados de gran dureza que no produzcan polvo al apisonar o se fragmenten en tamaños inferiores.

2.ª Perfecta sequedad de los áridos al efectuar el empleo y limpieza de los mismos, debiendo estar exentos de polvo.

3.^a Perfecta dosificación de los materiales asfálticos.

* * *

Este tipo de revestimiento puede utilizarse con gran ventaja en la reparación de firmes asfálticos con ondulaciones siempre que el desnivel de éstas no exceda de 2,5 cm.

Basta echar el agregado sobre el firme, enrasándolo de manera a obtener una superficie lisa.

De esta manera, tendremos en las depresiones un mayor espesor de árido.

Después de cilindrado se efectúa el riego a penetración y el resto del tratamiento de la manera corriente.

Con un espesor de unos 4 cm. puede corregirse perfectamente las desigualdades que no alcancen a 2,5 cm.

ENSAYOS DE LABORATORIO

Para la perfecta ejecución de los revestimientos detallados, es condición primordial el conocimiento exacto de las características de los materiales asfálticos que han de emplearse, así como las de los áridos.

Para los primeros, la determinación de la viscosidad, peso específico, temperatura de inflamación, aceites componentes del disolvente, cantidad y dureza del betún residual, nos dará a conocer las características del tipo de «cut-back» que va a emplearse en el revestimiento, permitiendo la seguridad de una perfecta aplicación, en dosificación y modo de comportarse, en penetración, tiempo de curado, adhesividad y clase de árido a emplear.

Para los áridos, el conocimiento de su naturaleza, peso específico y granulometría a distintos tamaños, nos permitirá asimismo la elección debida para las condiciones de ejecución del revestimiento.

Cada tipo de revestimiento tiene una sola solución exacta, que es la que produce un revestimiento perfecto, y muchas aproximadas, cuyo éxito depende de infinitud de circunstancias que pueden alterar los resultados.

Así, por ejemplo, el empleo en un riego superficial de un tipo de «cut-back» muy fluido con gravilla gruesa es una solución incorrecta del revestimiento, que se

hará notar en condiciones normales de tránsito por arrastre de la gravilla.

Si la carretera tiene escaso tránsito, el material asfáltico tendrá tiempo para desarrollar su viscosidad y poder ligante, pudiendo quedar el revestimiento en buen estado con poco arrastre de árido, pero como se ha señalado no es la solución correcta.

Por este motivo, es necesario conocer en laboratorio las características del material que ha de emplearse, para poder discriminar, en las aplicaciones sobre carretera, los resultados sin que sean falseados.

En el laboratorio de la Jefatura de Obras Públicas de Barcelona, bajo la dirección del Ingeniero don Gabriel Andréu, se efectúan por el químico don Francisco Prat los ensayos de los materiales asfálticos antes de su empleo en los revestimientos, así como los de los áridos.

Los métodos de ensayo seguidos son los «standard» de la «American Society Testing Materials» de los Estados Unidos.

Para los betunes fluidificados «cut-back» se determina el peso específico, viscosidad, temperatura de inflamación, destilación hasta 190° C., 225° C., 260° C., 315° C. y 360° C., porcentaje de los aceites a estas temperaturas y proporción de agua, betún residual, penetración del mismo y solubilidad en bisulfuro de carbono.

Para los áridos, determinación del peso específico real y aparente, granulometría con la serie de tamices.

Las diferencias más notables se han encontrado en algunas partidas en la graduación de los fluidificantes.

Tipos con características de viscosidad correspondientes al RC-2, han dado en la destilación un porcentaje de aceites del 20 % con un 80 % de betún residual de penetración 70 a 80.

Para conseguir esta viscosidad tan baja con tan alta proporción de betún, los aceites predominantes son los ligeros y semiligeros, o sea los más fluidos, cuya proporción alcanza al 13 % quedando sólo un 7 % para los aceites más pesados.

Con estas características, la curva del endurecimiento crece rapidísimamente durante la evaporación de los aceites ligeros y semiligeros, alcanzando una gran viscosidad al terminar aquella, superior a la del RC-5.

La escasa existencia de materiales asfálticos obliga

a utilizar los disponibles, cuyas características no son siempre iguales, máxime, en las actuales circunstancias de postguerra, en que probablemente los países productores de materiales asfálticos obtenidos en la industria de refinado de los petróleos consideran de más valor los productos de destilación, que, al fin y al cabo, son el objeto de la industria que los betunes asfálticos, que son un residuo de la misma.

La economía debe efectuarse forzosamente sobre el porcentaje de aceites y no sobre el del betún, dosificando aquéllos de una manera adecuada para no alterar la característica base de cada tipo que es su viscosidad inicial, que es la que más importancia tiene en el momento de su empleo.

De estas consideraciones se deduce la necesidad de conocer a fondo, con ensayos de laboratorio, todas las características del material disponible, para que de esta manera, y conociendo la forma en que éste ha de comportarse, poder proyectar el revestimiento de una manera acertada.

CONCLUSIONES

1. La práctica del empleo de los betunes fluidificados «cut-back» se ha generalizado en todos los países por las ventajas de su transformación final en betún, partiendo de un estado inicial mucho más fluido que facilita su transporte, almacenaje y empleo en obra al requerir solamente temperaturas de calentado que oscilan de 10° C. a 135° C., según los tipos, mientras que los betunes requieren ser envasados en bidones y para su aplicación, calentarlos a temperaturas próximas a las del «cracking» del material.

2. Su mayor fluidez en el momento de aplicación,

permite una mejor impregnación de los áridos, así como una penetración más perfecta en los revestimientos de este tipo.

3. La técnica de su puesta en obra es distinta de la del betún, debido a sus características de menor viscosidad inicial y a las del curado o endurecimiento progresivo, que hacen necesario escoger los tipos más adecuados para cada revestimiento.

4. El betún residual, después de la evaporación de los aceites del fluidificante, puede ser un betún de 80-100 de penetración, siendo, por tanto, más resistente a los cambios climatológicos y no presentando tendencia al resudado y formación de ondulaciones en verano como sucede empleando betunes de 200-300 de penetración.

5. Su empleo requiere áridos secos y limpios de polvo y tierra, con el fin de que éstos puedan impregnarse bien antes de que el material desarrolle su poder ligante al aumentar la viscosidad.

6. La presencia del agua (lluvia o riego) produce perturbaciones tanto en el «cut-back» como en los áridos, impidiendo su adherencia, por lo que su empleo debe efectuarse siempre en tiempo seco, o empleando productos que mantengan la adhesividad en presencia del agua.

7. Su aplicación permite siempre proyectar el revestimiento asfáltico más conveniente a la carretera, mediante la elección del tipo adecuado.

8. Es necesario conocer detalladamente, mediante ensayos de laboratorio, si el material reúne las características del tipo que se ha elegido para el revestimiento, ya que la utilización de tipos distintos puede conducir al fracaso del mismo.

Barcelona. Agosto de 1949.

Escuchada esta lectura y al no presentarse observaciones, el Presidente concede la palabra al autor del siguiente trabajo, que se lee por su autor:

N.º 50. - Hormigón vibrado

Autor: D. ANTONIO ANGULO ÁLVAREZ

Ingeniero de Caminos

Se intenta dar con las siguientes notas, orientaciones sobre la técnica de la vibración del hormigón.

Se dedica el presente trabajo a los constructores de obras de hormigón, con vistas a una mayor divulgación de esta técnica, y, por lo tanto, no tiene ningún carácter científico ni de doctrina.

Los estudios teóricos realizados hasta la fecha, sobre este tema de la vibración, son escasos y poco concluyentes, por lo cual no han cristalizado en normas de tipo práctico. Entre los autores que han estudiado este tema con mayor profundidad, debemos destacar a Mr. R. L'Hermite, K. Walz y la Asociación Sueca del Cemento.

Respecto a la técnica del vibrado, son muy pocas las conclusiones publicadas hasta la fecha; destaca como la más valiosa, la aportación hecha por el ingeniero de Caminos don Gabriel Barceló en su libro *Hormigón Vibrado*, que ha sido el primero sobre este tema, que se ha editado, no sólo en España, sino en el mundo.

CONVENIENCIA DE VIBRAR EL HORMIGÓN

La vibración del hormigón es en esencia el apisonado del mismo, efectuado mecánicamente. Del mismo

modo que la hormigonera ha substituído el amasado a mano, la vibración substituye el apisonado manual.

Por tal razón, la vibración no debe considerarse como un refinamiento de la técnica, sino como una operación imprescindible, ya que el apisonado a mano es mucho más caro y, como, al propio tiempo, es un trabajo molesto para el obrero, en la realidad se apisona de un modo insuficiente, lo que trae como consecuencia que se haga un hormigón más flúido de lo debido, lo cual reduce su resistencia y supone desperdicio de cemento.

Por esta razón, de no vibrar y no apisonar como es debido, las resistencias de las probetas de la mayoría de las obras dan resistencia muy bajas.

Por el contrario, con la vibración, el hormigón obtiene las resistencias debidas y, como el coste de la operación es muy pequeño, resulta muy conveniente desde el punto de vista económico.

Un reciente ensayo realizado en el Laboratorio Central ha demostrado que un hormigón dosificado con 250 Kg. de cemento obtuvo una resistencia media de 183 Kg/cm² a los siete días, y de 204 Kg/cm² a los veintiocho días. Resistencias análogas no se obtienen en las obras en que no se vibra, ni con las dosifica-

ciones normales de 350 Kg. de cemento por metro cúbico.

La fotografía de la figura 1 corresponde al comienzo de este ensayo, con el hormigón recién vertido sobre la probeta, y apilado sobre el vibrador. La fotografía de la figura 2 está tomada en las mismas condiciones, pero al cabo de 20 segundos de funcionar el vibrador.

Se aprecia fácilmente, comparando ambas fotografías, cómo el vibrado hace que el hormigón quede muy compacto. Lo comprueba el hecho de que la densidad media del hormigón obtenido fué de 2.44.

Otra importantísima ventaja del vibrado es que economiza mano de obra, ya que elimina los gastos

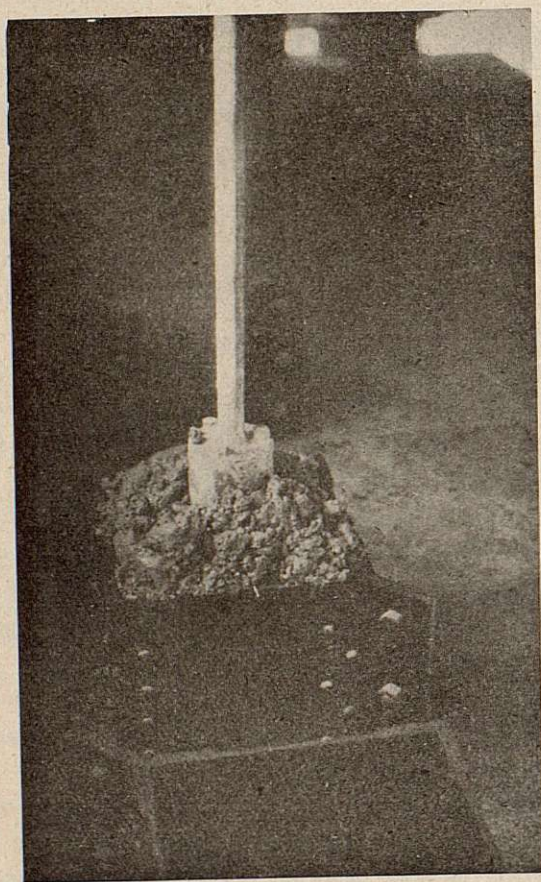


Fig. 1

de apisonado, substituyéndolos por los de vibrado, que son mucho más reducidos. Tanto es así, que hay constructores que emplean vibradores solamente para economizar mano de obra y obtener hormigón de mejor calidad, sin reducir la dosificación de cemento.

No sólo mejora el hormigón, al ser vibrado, en lo que afecta a su resistencia y economía. También resulta un hormigón más homogéneo y más impermeable, ventajas éstas que, a veces, tienen importancia considerable.

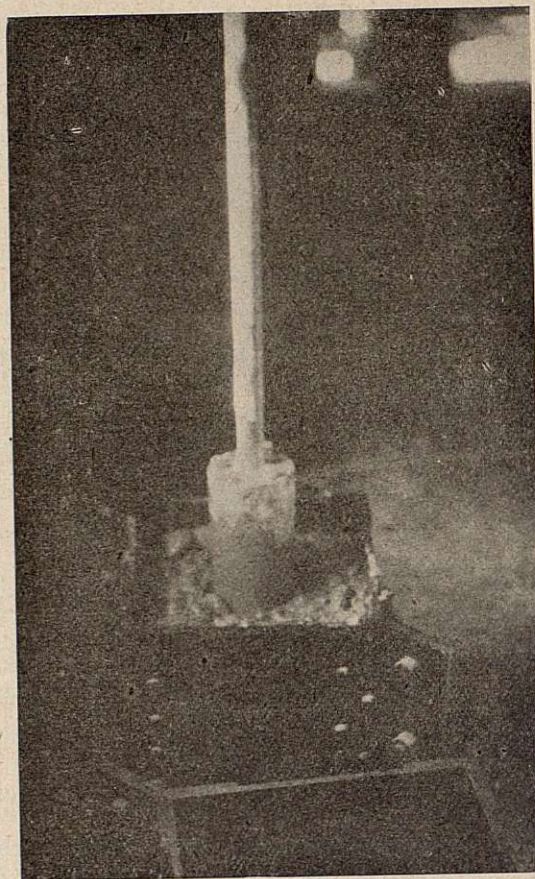


Fig. 2

VIBRADORES

Los vibradores, o elementos que producen las vibraciones, son, en esencia, motores, y suelen ser alimentados por aire comprimido o por electricidad.

Los de aire comprimido son, en general, de movimiento alternativo; se produce la vibración por un émbolo flotante, que se mueve a medida que recibe aire a presión a uno u otro de sus lados.

También hay vibradores giratorios de aire comprimido, el cual hace girar a una pequeña turbina, en cuyo eje se coloca la masa excéntrica que produce la vibración.

Los aparatos eléctricos constan también de un motor

y de unas masas excéntricas. Es frecuente que la masa excéntrica esté alojada en un bulbo o botella, separada, por lo tanto, del motor y enlazados ambos elementos por un eje flexible o correa.

En contra de este criterio, el autor ha construido gran cantidad de aparatos, con resultado inmejorable, en los cuales el motor tiene incluídas las masas giratorias.

Los aparatos de fundamento electromagnético sufren atracciones periódicas en uno y otro sentido, lo que origina el golpeo de alguna pieza fija, por otra u otras móviles. Como se comprende fácilmente, este tipo de vibrador es análogo al de aire comprimido y movimiento alternativo.

Los aparatos más extendidos son los eléctricos, ya que su coste, su amortización y su consumo, son más reducidos que en los neumáticos. Debe aclararse que, de los aparatos neumáticos, lo más caro no es el aparato en sí, sino las tuberías, compresor, etc. También resulta que los aparatos neumáticos tienen poca duración, notablemente inferior a los eléctricos. Al propio tiempo, este tipo de aparatos consume mucho aire, lo cual es muy costoso.

Los vibradores eléctricos tienen el peligro de que, si por una avería fortuita, toma contacto la masa del vibrador con un conductor de alimentación, el obrero que lo maneje recibirá una sacudida, que suele no ser peligrosa en sí, por tratarse de baja tensión (110 ó 200 voltios), pero si en ese momento se encuentra en un andamio puede ocasionarle una caída peligrosa. Por ello, los vibradores eléctricos de buena calidad, suelen alimentarse con corrientes muy bajas, tensión (20 a 40 volts.). Para ello es preciso intercalar un transformador entre la toma de corriente y la alimentación del vibrador. Como es lógico, este accesorio eleva su coste, pero se considera preferible.

La vida de los vibradores eléctricos está limitada por accesorios fácilmente recambiables. El más delicado suele ser el eje flexible, cuando existe, y, en segundo término, los rodámenes, que están sometidos a trabajo durísimo.

Los vibradores eléctricos sin eje flexible, tienen, normalmente, vida muy larga, ya que sus rodámenes se calculan para 10.000 ó 20.000 horas de trabajo, la cual puede prolongarse cambiando los rodámenes, lo cual es poco costoso.

Respecto al consumo, es muy pequeño. Por concretar, se indica que los vibradores contruídos por el autor, consumen de promedio 80 vatios, es decir, que aun cuando la energía cueste a peseta el kilovatio-hora, el coste del funcionamiento del vibrador es de unos pocos céntimos por hora.

TÉCNICA DEL VIBRADO

No existen, con carácter de doctrina, instrucciones que orienten al constructor en esta técnica de la vibración del hormigón. La norma general es que, para que sea útil la vibración, es preciso que el hormigón sea seco, y que la vibración debe continuarse hasta que refluye lechada de cemento a la superficie libre.

La «primera piedra» puesta en este «edificio» de la técnica de la vibración está contenida en el citado libro de don Gabriel Barceló, con su «plan de vibración».

Según indica el señor Barceló con el mayor acierto, debe situarse el vibrador en diferentes lugares, de modo que las acciones efectuadas en uno y otro sitio lleguen a solaparse obteniendo con ello la vibración de toda la masa de hormigón. En cada punto debe estar funcionando el tiempo preciso para que el vibrado sea eficaz. Tanto un extremo como otro deben determinarse previamente, y con estos datos formar el plan de vibrado de la obra.

A continuación se indican los modos de vibrar el hormigón, según las condiciones de la pieza que se ha de hacer vibrar. Destacamos que estas orientaciones obedecen a un punto de vista personal, y que, por lo tanto, deben ser modificadas y mejoradas según lo aconseje la experiencia.

La vibración del hormigón de un *cimiento* se efectúa con aparatos para vibración interna, que constan de una botella vibrante, que maneja el obrero introduciéndola en la masa del hormigón (fig. 3).

En los *pilares*, es recomendable utilizar el mismo tipo de vibrador interno, que se ha mencionado para los cimientos. Claro es que este sistema sólo puede emplearse cuando los pilares tienen sección suficiente para que en su interior quepa materialmente el vibrador, contando con la existencia de armaduras longitudinales y estribos. El vibrador debe colgarse de una cuerda o cadena, que maneja un obrero situado en la

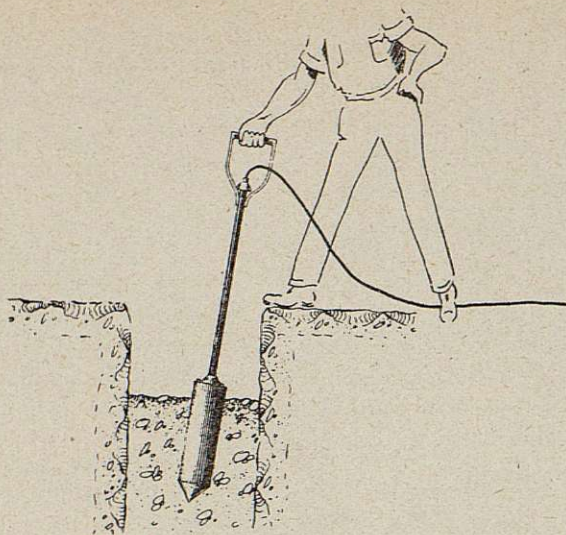


Fig. 3

parte superior del pilar, tal como se indica en la figura 4.

Más práctico, generalmente, que el uso del vibrador interno, y, sobre todo, en pilares muy grandes, es la

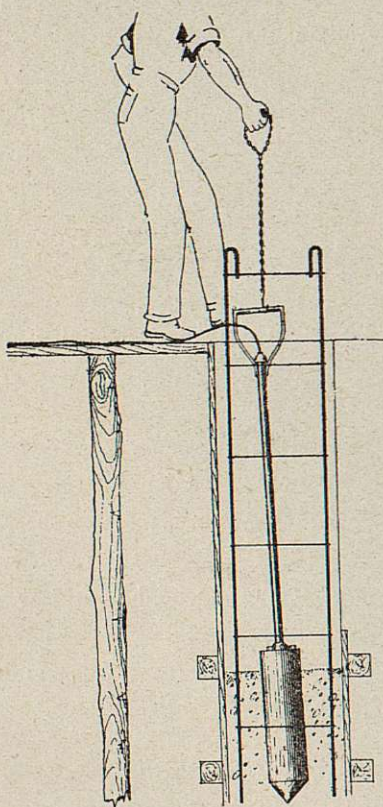


Fig. 4

vibración del encofrado. Para ello, se colocan previamente en el encofrado, y debidamente distanciadas, diversas pletinas que tienen la forma indicada en la figura 5. Llegado el momento de vibrar, se sujeta el

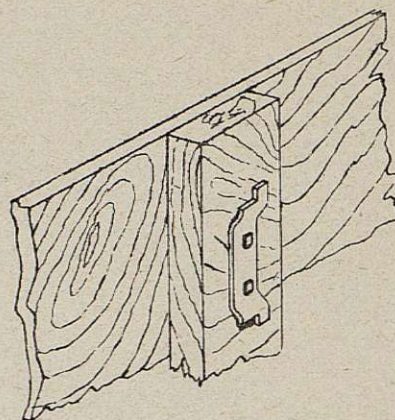


Fig. 5

vibrador a la pletina conveniente en cada instante y se lo hace funcionar.

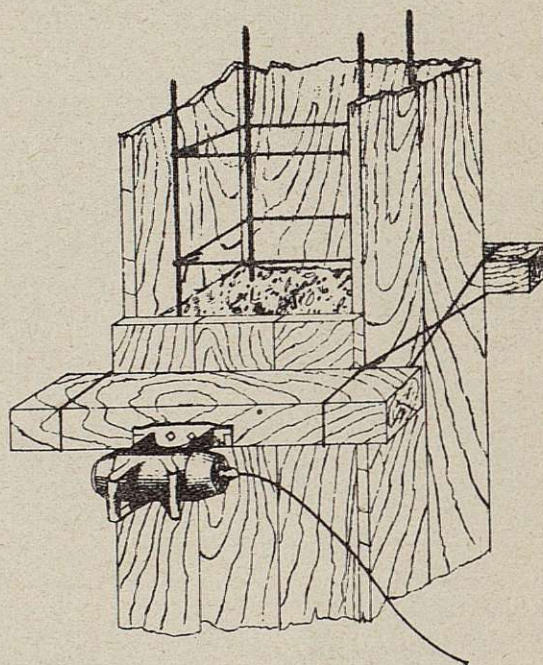


Fig. 6

La distancia a que deben colocarse las pletinas varía según la pieza de que se trate, y suele oscilar entre 0,50 y 1,50 m.

La figura 6 indica cómo se puede vibrar un pilar,

debiendo colocarse el vibrador a distintas alturas a medida que se va llenando de hormigón.

Es importante no verter el hormigón desde la parte superior del pilar, cuando éste es alto, sino que debe hacerlo por un lateral del encofrado, que no se coloca

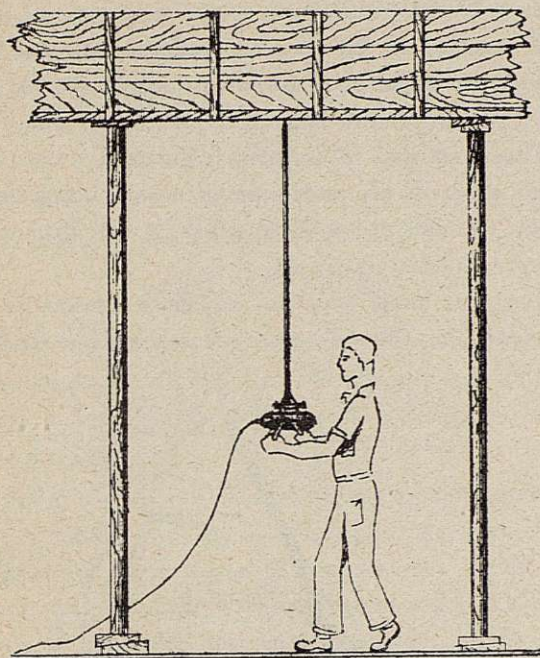


Fig. 7

hasta haber llenado de hormigón la parte del pilar inferior a él.

La vibración de *vigas* puede hacerse, o bien vibrando los laterales del encofrado, del mismo modo que se hace con los pilares, o bien vibrando su fondo. Para que sea fácil la vibración del fondo de una viga, se utilizan tubos (fig. 7), que, en su parte superior, tienen un vástago roscado, el cual se atornilla al fondo de la viga, y en su parte inferior, tienen un dispositivo para fijación rápida del vibrador, análogo a la pletina indicada en la figura 5. Así se puede hacer funcionar al vibrador fácilmente, evitando la dificultad material de colocarlo en el mismo fondo de la viga, que suele estar difícilmente accesible.

También puede vibrarse con aguja (figura 8), que consiste en uno o varios redondos de hierro sujetos al vibrador, y con que el obrero presiona sobre las armaduras o el encofrado, los cuales entran en vibración y la transmiten al hormigón.

Por último, cabe practicar la vibración interna, utilizando aparatos como los que se indican para vibración de cimientos (figura 3), precisando para ello que la separación entre armaduras permita el paso del elemento o botella vibrante.

Para vibrar *forjados* se suele emplear el mismo dispositivo de aguja que se ha citado para las vigas en la figura 8, el cual permite introducir la aguja en los nervios del forjado si los tiene. Este modo de vibrar es muy adecuado para el carácter del obrero español, muy individualista, pues aplica las agujas del vibrador al punto que considera más interesante en cada momento.

Este sistema tiene, en contra de la ventaja citada, el inconveniente del menor rendimiento que se obtiene, respecto a la vibración de encofrados.

Se ha construido un accesorio específico para la vibración del encofrado de placas, esquematizado en la figura 9. Es una pieza en forma de Y, que se atornilla al encofrado por la parte inferior, que, a este efecto, está roscada. En la parte superior existe una pletina igual a la que se indica en la figura 5, y a la que puede acoplarse rápidamente el vibrador.

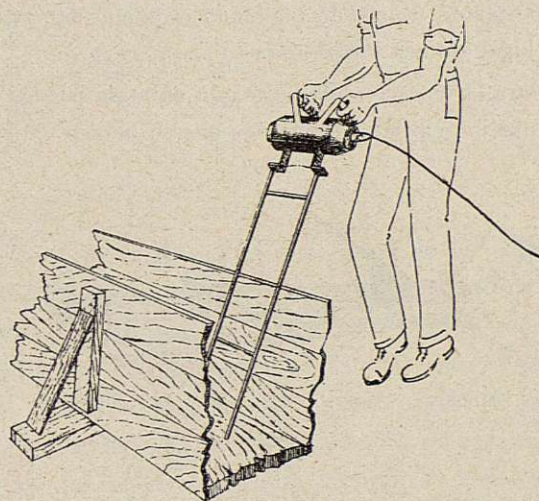


Fig. 8

Es muy recomendable vibrar los forjados por su superficie libre. Para ello se sujeta al vibrador una bandeja de las dimensiones adecuadas en cada caso, la cual se hace desplazar sobre el hormigón. Así se obtienen rendimientos muy elevados.

Cuando se ha de practicar la vibración superficial de zonas anchas, por ejemplo, pavimentos, la bandeja resulta insuficiente, y, por eso, se usan vigas vibrantes (figura 10), sobre las que se adosan los vibradores que se precisen, según la anchura del forjado que se ha de vibrar.

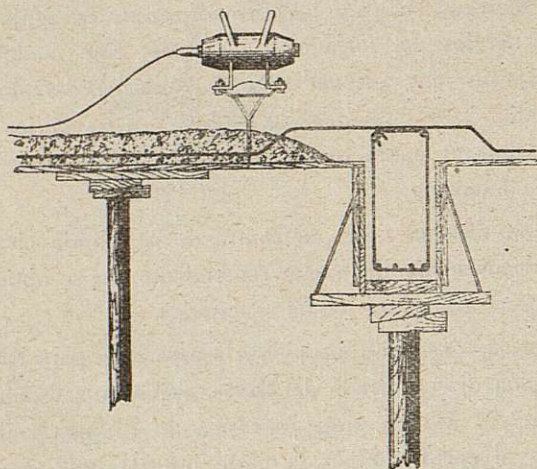


Fig. 9

Algunos autores citan que, cuando se practica la vibración superficial, se obtienen rendimientos más importantes, utilizando un fondo de metal desplegado, en lugar de una chapa lisa.

Para la vibración del hormigón en masa pueden utilizarse los vibradores internos que se indican en la fi-

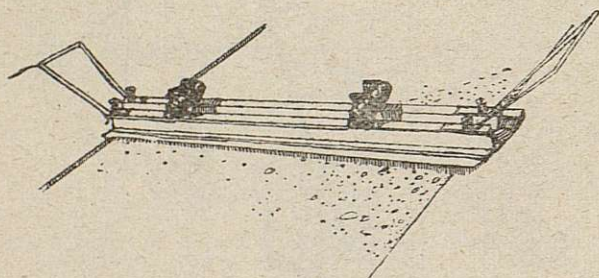


Fig. 10

gura 3, y cuando se trata de masas grandes, como presas, grandes cimientos, etc., los vibradores internos utilizados son mayores (de más de 20 cm. de diámetro), como se aprecia en la figura 11.

A veces, se emplea también en presas la vibración superficial o con grada, que consiste en una bandeja

con partes salientes hacia abajo; queda el vibrador en la parte superior.

Para la construcción de piezas *pre-fabricadas* de hormigón se emplean con frecuencia las masas vibradoras sobre las cuales se colocan los moldes, se llenan de hormigón, que se vibra, y una vez completada la pieza y vibrada, se traslada a un parque.

El empleo de las masas vibradoras está indicado cuando los moldes son costosos, ya que su empleo permite el desencofrado inmediato.

Cuando se trate de construir viguetas de cierta longitud se apoyan los moldes de las mismas sobre varias mesas vibrantes de poca superficie, o, con frecuencia, sobre caballetes vibrantes.

Tanto las mesas como los caballetes, constan de un bastidor fijo, sobre el que se apoya, mediante muelles,

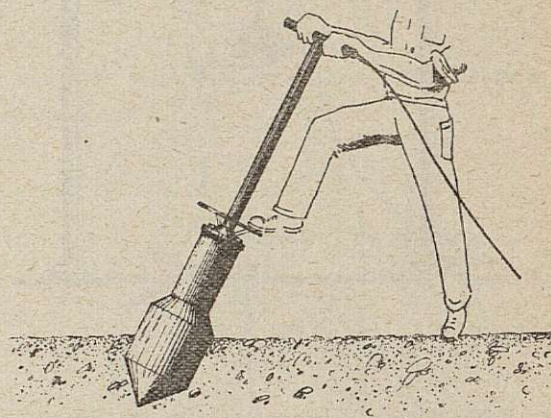


Fig. 11

una bandeja unida rigidamente a un vibrador. Al funcionar el vibrador, la superficie superior de la mesa lo acompaña en sus movimientos, los cuales, por el contrario, no afectan al bastidor, a causa de la flexibilidad de los muelles.

La calidad de una mesa vibradora se determina por la uniformidad de la vibración en todos sus puntos.

No indicamos fotografías o esquemas de mesas, ya que la solución de cada caso depende de muchas circunstancias, tales como tipo de pieza, disposición de los moldes, etc.

RENDIMIENTO DE LA VIBRACIÓN

El rendimiento de la vibración está poco estudiado. Según suponemos, la eficacia del vibrado depende

fundamentalmente de la aceleración máxima a que se somete a las partículas del hormigón, y esta aceleración depende de la fuerza del vibrador, pero también de la masa que vibra. Cuando más masa se vibre, es evidente que menor ha de ser la aceleración.

Se suele expresar la aceleración tomando como unidad la de la gravedad, de modo que, si con un vibrador de 200 Kg. de fuerza, se hace vibrar un forjado de hormigón de 0,10 m. de espesor, mediante una bandeja cuya superficie sea de 0,30 de suelo cuadrado, afectaría a $0,1 \times 0,3 = 0,03 \text{ m}^2$ de hormigón, cuyo peso es de

$$2.400 \cdot 0,03 = 72 \text{ Kg.}$$

Añadiendo el peso del vibrador y bandeja, llegamos a un peso total de 100 Kg., en números redondos, y, como la fuerza es de 200 Kgs, la aceleración resulta de 2 g.

Por el contrario, si con el mismo aparato practicamos la vibración de encofrados, como, por ejemplo, el pilar de la figura 6, en el cual sea muy rígido este encofrado, y si suponemos que afecte a 200 Kg. contando el peso del hormigón contenido, resulta una aceleración igual a la de la gravedad, o sea mitad que en el caso anterior y, por lo tanto, tendremos menor eficacia.

Así, pues, entendemos que el mayor rendimiento se obtiene con la vibración superficial, pues en este caso la vibración sólo afecta a la masa del hormigón, si sigue la vibración interna, y el rendimiento mínimo resulta con la vibración del encofrado.

Además de este concepto tan simplista influyen en la eficacia:

- a) La dosificación del hormigón.
- b) El modo de actuar el vibrador. Los de movimiento alternativo son más eficaces que los giratorios.
- c) La frecuencia de la vibración. Al parecer, la vibración de frecuencia alta (8 a 10.000 hercios) se propaga mejor.
- d) La superficie. Cuando mayor sea la superficie de contacto entre elemento vibrante y hormigón, se obtiene mejor rendimiento.
- e) El tiempo. Para que resulte económica la vibra-

ción debe durar pocos minutos, aun cuando las mayores resistencias se obtienen vibrando alrededor de una hora.

Como, sobre estos aspectos del vibrado, es muy poco lo que se ha concretado, sería de desear una investigación de tipo práctico, con objeto de orientar a los constructores hacia el vibrado, en atención a sus innumerables ventajas.

Como aportación personal, se sugiere que la operación del vibrado sea inspeccionada por el encargado de la obra, el cual debe comprobar si en todos los puntos en vibración la aceleración obtenida es la suficiente.

Para esto podría utilizarse el acelerómetro esque-

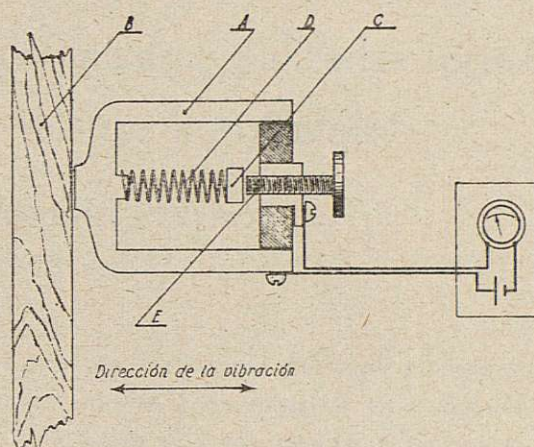


Fig. 12

matizado en la figura 12, que consta de un pequeño bastidor, que con la mano se ha de oprimir sobre la parte vibrante, que en la figura es el encofrado B. Una masa C contenida en su interior está oprimida por el muelle D sobre un «palmer» aislado E.

Si la aceleración debida al vibrado es pequeña, la fuerza del muelle mantendrá siempre en contacto la pieza C con el «palmer» E, lo cual se podrá apreciar por el circuito eléctrico indicado, que se situará aparte del acelerómetro propiamente dicho.

Cuando la vibración sea superior a la correspondiente a la fuerza del muelle D, la aceleración producida separará algunos instantes las piezas E y C, y esto será apreciable en el indicador eléctrico.

La fuerza del muelle está definida por la posición

del «palmer» E», de modo que bastará tantear con este elemento hasta que se logre el punto para el cual comience a intervenir la aceleración de la vibración, el cual nos dará el valor de tal aceleración, que es la que se desea medir.

Mayo 1950.

A continuación de esta lectura se concede la palabra al Sr. Torres-Quevedo, quien hace una exposición detallada sobre el siguiente trabajo, de que es autor:

N.º 63.-Resistencia al pandeo de columnas o palizadas formadas por dos pies derechos y riostras horizontales

Autor: D. GONZALO TORRES-QUEVEDO

Ingeniero de Caminos

PREAMBULO

La figura 1.^a indica la forma de las estructuras a que se refiere este trabajo. Antes de seguir adelante debo manifestar que, por la semejanza en ciertos aspectos con una viga, y por haberlo visto en algún libro, mantengo las anotaciones de mis trabajos anteriores y llamaré cabezas a los pies derechos y montantes a las riostras.

Existen, que yo conozca, dos tipos de fórmulas para esta clase de estructuras. Las de un tipo, son aplicables a estructuras de determinadas características, y las del otro, a otras de características diferentes, y es muy frecuente que en los manuales y libros no se indique con bastante precisión a qué clase de estructura se puede aplicar cada tipo de fórmula. Además, todas las que conozco dan lugar a un error considerable en el caso de que la rigidez de los montantes

sea muy pequeña, todo lo cual puede producir un estado de confusión y desorientación en el ingeniero que, por no haber dedicado especial atención con anterioridad a este problema, se encuentre confrontado con la necesidad de proyectar una palizada. Para evitarlo, presento una fórmula aproximada, que da la resistencia el pandeo de la estructura, con bastante precisión, en todos los casos, y además, un procedimiento de tanteo rigurosamente exacto, conforme a la teoría de la elasticidad.

Esta clase de estructuras se emplea con bastante frecuencia, especialmente en las construcciones de hormigón armado, por lo que estimo que la presente aportación llena una necesidad, y ruego se me perdone el que trate de ponerlo de relieve. No considero como defectos de importancia las omisiones que voy a señalar en algunos tratados y manuales, todos ellos acreditadísimos. El «Hütte», al que me he de referir especialmente, es un excelente manual que he usado siempre y pienso seguir usando, y una omisión en una página, entre los miles de páginas que tiene, nada sig-

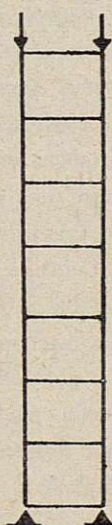


Fig. 1

nifica, sobre todo, teniendo en cuenta que ocurre lo mismo en otros libros. No deseo sentar cátedra, admito siempre la posibilidad de equivocarme, y si, a pesar del cuidado que he puesto en este trabajo, tuviese errores y alguien los señalara con la misma buena voluntad que me anima, me sentiría honrado y agradecido.

Pero el hecho real es que existen dificultades que me propongo señalar, exponiendo las dudas por las que habría de pasar el ingeniero al que antes me he referido, y bien puede afirmarse que, en tal caso, se encuentran la mayoría de los ingenieros. He pasado por esas perplejidades y ello fué causa de que, al estudiar un proyecto importante, hace diez años, dedicara atención especial a este problema e incluyera en los cálculos del proyecto los resultados de mi estudio, que con alguna simplificación o adición, pero sin variar su esencia, es lo que ahora tengo el honor de presentar al Congreso de Ingeniería, de Madrid.

Supongo que nuestro ingeniero hipotético tiene que calcular una palizada para resistir una carga de 35 toneladas, que lo hace lo mejor que sabe, lo acompañan la suerte o la intuición y, efectivamente, proyecta una palizada que resiste a la rotura por pandeo 140 toneladas, que es lo que él quería, para que el coeficiente de seguridad sea 4 aproximadamente. Para poner en evidencia lo que me propongo, me veo obligado a hacer una injusticia a nuestro ingeniero: aunque la palizada resiste lo que él deseaba, la ha proporcionado defectuosamente, porque los montantes son muy débiles. Bien sé que él no hubiera hecho eso, pero necesito admitirlo para hacer ver que, con las fórmulas que encuentra a mano, no le es posible salir de dudas.

Como es natural, el ingeniero, una vez proyectada la palizada, desea comprobar si su resistencia es, efectivamente, la que deseaba, y como no sabe hacerlo, procede como hacemos la mayoría en semejante caso: se refugia en el «Hütte», y abriendo el primer tomo de la edición española de 1926 por la página 625, se encuentra con dos fórmulas que parecen aplicables para su caso; una, para columnas de celosía, y otra, para piezas de celosía cualquiera; la primera, de Müller-Breslau, y la segunda, de Elwitz. Lo que ha proyectado nuestro ingeniero no es propiamente una columna y,

además, en el manual se indica que la fórmula de Müller-Breslau es para una estructura de hierro, y la que él ha proyectado es de hormigón armado. Pero el nombre no hace a la cosa, y aunque el hormigón tiene su modo especial de comportarse en los fenómenos de flexión, en el caso presente nuestro ingeniero piensa, con razón, que las fórmulas elásticas pueden aplicarse aproximadamente lo mismo al acero que al hormigón armado.

Comprueba, pues, la resistencia de su palizada por la fórmula de Müller-Breslau y le resulta de muchos miles de toneladas, pero se hace cargo de que esto es debido a que el caso presente se sale de los límites de la teoría de Euler, y, aplicando la corrección debida al coeficiente de pandeo, llega a la resistencia de 1.280 toneladas, casi diez veces más de lo que él quería, lo que al punto le hace comprender que ocurre algo extraño.

Puede asegurarse, aunque yo no lo he visto, que el trabajo de Müller-Breslau, de donde está tomada la fórmula, ha de contener cierta advertencia importante para su empleo, o se desprenderá del mismo, advertencia omitida en el «Hütte», dando lugar con ello al principio de las perplejidades de nuestro ingeniero.

Comprueba éste, a continuación, la resistencia de su palizada por la fórmula de Elwitz y su sorpresa aumenta: la resistencia a la rotura por pandeo es sólo de 15 toneladas. Las resistencias que dan las dos fórmulas de la misma página están aproximadamente en la proporción de ochenta y cinco a uno.

Repasa nuestro ingeniero los libros que tiene a su disposición, para ver cuáles se ocupan de este problema, y en la página 219 de la traducción española de 1945 del tratado americano de S. Timoshenko «Resistencia de materiales», encuentra una fórmula que, bajo una forma diferente, es la misma de Elwitz y da la misma resistencia de 15 toneladas.

Consulta entonces el manual de Foerster, y en la página 210 del primer tomo encuentra la fórmula de Engesser que, también bajo una forma diferente, es de una estructura semejante a la de Elwitz, con una pequeña modificación en los coeficientes, lo que da una resistencia aún más pequeña, de 13 toneladas, y empleando un cierto coeficiente de reducción, que el manual indica y que él ha omitido, queda aún más disminuida.

Nuestro ingeniero no sale de su asombro. El había calculado la resistencia al pandeo de las dos cabezas separadas, sin unir las con ningún montante, por la fórmula de Euler, cosa que sabe hacer perfectamente, y entre las dos deberían resistir al pandeo 125 toneladas. ¿Cómo es posible que al ligarlas por montantes, aunque éstos sean débiles resistan diez veces menos?

Tiene también a su disposición nuestro ingeniero la traducción italiana de 1927 del tratado de Müller-Breslau «La Ciencia de las Construcciones», que, de la página 418 a la 460, se ocupa de este problema. Son 42 páginas con muchos cálculos, que nuestro ingeniero no intenta estudiar, pero convencido (como yo lo estoy) de que aquéllo es ciencia profunda y verdadera, cree que puede confiar en los resultados, y los busca, pero se encuentra con la contrariedad de que las fórmulas finales contienen letras que no figuran en las notaciones del principio del capítulo, y pasando páginas hacia atrás, trata de encontrar su aparición primera para enterarse de lo que significan, pero resulta que dichas letras representan una expresión que, a su vez, tiene letras desconocidas, y desesperado, nuestro ingeniero deja todos los libros, y comprendiendo, con su buen sentido, que, digan lo que quieran las fórmulas, la palizada no puede resistir menos que sus dos cabezas sin ningún montante, y recordando que en el «Müller-Breslau» había visto algunas frases relativas a la flexibilidad de éstos, conserva la palizada que había proyectado, en la cual únicamente aumenta la rigidez de los mismos de un modo considerable, la construye y resiste espléndidamente su carga de 35 toneladas; como que ahora, después de reforzar los montantes, está trabajando con un coeficiente de seguridad de 36.

Todo lo que antecede, que es absolutamente posible, justifica la necesidad de facilitar el cálculo de estas estructuras a los muchos ingenieros que tienen que proyectarlas, sin obligarles a hacer un estudio a fondo o a pasar por vacilaciones como las que acabo de apuntar.

La fórmula que he estudiado es algo larga, pero no complicada; su aplicación es sencillísima y no ofrece lugar a duda ninguna. Los elementos que figuran en la misma (momentos de inercia de cabezas y montan-

tes, etc.) son los mismos que figuran en las otras fórmulas, y su empleo, por consiguiente, requiere muy pocos minutos más que el de aquéllas. Sirve para todos los casos, sean cualesquiera las proporciones de la palizada o columna, y el error máximo que he podido comprobar es de 6,1 % por debajo del valor verdadero. Es susceptible de simplificarse según la constitución de la palizada y de quedar reducida a uno de los dos tipos de fórmulas que existen, a los que me he referido, o a algún otro tipo que no conozco, pero que se podría emplear para ciertos casos; ahora bien, si el ingeniero que haya de usarla considera preferible no tomarse el trabajo de averiguar qué simplificación le conviene, puede evitarlo empleando la fórmula completa, con unos minutos más de trabajo.

El procedimiento de tanteo, que también presento, permite hallar con exactitud rigurosa la resistencia al pandeo de la columna o palizada con arreglo a la teoría de elasticidad, despreciando la compresión de las cabezas. Al tener ésta en cuenta, disminuye algo la resistencia, lo que calculo del mismo modo que se hace en las fórmulas antes mencionadas, y la corrección es, por consiguiente, sólo aproximada, pero, como en la mayoría de las palizadas es muy pequeña, la falta de exactitud arroja en el total una diferencia insignificante.

Además, cuando la compresión unitaria que resulta excede a la que puede calcularse con la fórmula de Euler, hay que hacer también la corrección correspondiente.

Para que este trabajo sea útil y práctico, indico a continuación de este preámbulo, con la mayor claridad posible, lo que hay que hacer para el cálculo de la resistencia; las explicaciones y cálculos los dejo para lo último, comprendiendo la posibilidad de que tengan pocos lectores, pero he creído conveniente incluirlos, por si acaso alguien desea comprobar mis conclusiones.

El procedimiento exacto, con algunas simplificaciones que he estudiado recientemente, es de empleo sencillo, y mediante su aplicación he podido disponer de lo que podríamos llamar un laboratorio de ensayo, para hacer algunos retoques en la fórmula aproximada, hasta darle una forma que me parece muy satisfactoria.

NOTACIONES

- E Coeficiente de elasticidad.
 S Sección de cada una de las cabezas.
 I_c Momento de inercia de cada cabeza.
 I_m Momento de inercia de cada montante.
 l Altura de la palizada.
 d Distancia entre los ojos de dos montantes.
 a Ancho de la palizada entre los ejes de las dos cabezas.
 $\frac{l}{d}$ — (En el primer tipo de palizada, el número de montantes; en el segundo, el de recuadros).
 K Un coeficiente numérico que depende de n y se encuentra en la tabla que sigue.
 K' Otro coeficiente numérico que depende de n y se encuentra también en la tabla que sigue.
 P Resistencia de la palizada al pandeo deducida de la fórmula.
 P' Resistencia despreciando el efecto de compresión de las cabezas.
 P_1 Resistencia de la palizada al pandeo, cuando se sale de los límites de aplicación de la fórmula de Euler.
 D $P' - P$.
 R Radio del círculo de pandeo.
 b Base de tangentes en el círculo de pandeo (2 cms.).
 q_1 Coeficiente numérico igual a $\frac{12 \text{ cm.} \times I_m}{a \times I_c}$.
 r Radio de giro virtual de la palizada.

FÓRMULA APROXIMADA

Esta y todo lo que sigue se refiere al pandeo en el plano de la palizada (el del dibujo). No me ocupo de la resistencia en dirección perpendicular a aquélla.

Las palizadas a que se puede aplicar esta fórmula son de dos tipos: el primero, figura 2.^a, es el que más se aproxima a la teoría en que se basa aquélla, y el segundo, figura 3.^a, es el que se emplea más en la práctica. En los dos tipos suponemos que la sustentación de la palizada, en su parte superior, es de tal modo que no puede moverse hacia los lados, sino sólo en dirección vertical, lo que se ha representado esquemáticamente. Si no fuese así, y pudiera moverse

hacia los lados, como ocurre en general en las que sostienen depósitos de agua, hay que aplicar la fórmula que sigue a una palizada idénticamente constituida, pero de altura doble, que tendrá, por lo tanto, $2n$ montantes, si es del primer tipo, y $2n$ recuadros, si es del segundo.

Se supone la sección de las cabezas constante y los montantes y sus distancias todas iguales.

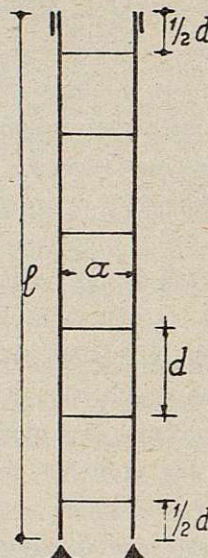


Fig. 2

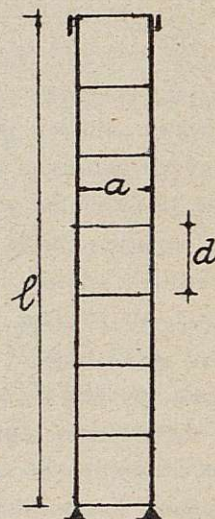


Fig. 3

Tabla de K y K'

Para las palizadas del primer tipo se tomará siempre $K = 1$ y K' la del cuadro.

En las del segundo tipo K y K' del cuadro.

n	2	3	4	5	6	7	8	9	10
K	1,66	1,54	1,43	1,36	1,31	1,27	1,24	1,21	1,19
K'	2,85	1,82	1,45	1,29	1,20	1,15	1,11	1,09	1,07

n	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	$n > 20$
K	1,17	1,16	1,15	1,14	1,13	1,12	1,11	1,11	1,10	1,10	1,05
K'	1,06	1,05	1,04	1,03	1,03	1,02	1,02	1,02	1,02	1,01	1

FÓRMULA

$$P = \frac{E}{\frac{l^2}{5a^2S} + \frac{ad}{K12I_m} + \frac{d^2}{20I_c}} + 20 \frac{EI_c}{l^2} \times \frac{\frac{l^2}{5a^2S} + \frac{ad}{12I_m}}{\frac{l^2}{5a^2S} + \frac{ad}{12I_m} + \frac{d^2}{K^120I_c}}$$

Esta fórmula es homogénea; las dimensiones del segundo miembro son las de una fuerza y, por consiguiente, es aplicable a cualquier sistema de unidades.

La fórmula que antecede equivale a admitir la de Euler. Si P es muy grande esto no es aceptable.

Para decidirlo determinaremos la esbeltez virtual $\frac{l}{r}$ de la palizada, por la fórmula

$$\frac{l}{r} = \sqrt{\frac{20 E S}{P}}$$

Si $\frac{l}{r}$ tiene un valor mayor del límite para el que es admisible la fórmula de Euler (aproximadamente, 100 para el acero y 70 para el hormigón), el resultado de la fórmula es valedero. En caso contrario es preciso calcular la resistencia

$$P_1 = 2 S \times \text{carga de trabajo admisible}$$

determinando esta carga de trabajo, para el valor de $\frac{l}{r}$ — obtenido mediante las fórmulas de Tetmayer, Rankine, por el coeficiente de pandeo del prontuario de «Altos Hornos», si la palizada es de acero, o por el procedimiento que prefiera el ingeniero.

SIMPLIFICACIONES A LA FÓRMULA

Puede ocurrir, y ocurrirá muy frecuentemente, que de los tres sumandos del denominador del primer término, uno o dos sean muy pequeños con relación al tercero, y, en ese caso, pueden suprimirse. Igualmente puede ocurrir que el segundo término de la fórmula sea muy pequeño y, entonces, también se puede suprimir éste.

Si el sumando del denominador del primer término que se puede suprimir es el segundo, será también, con frecuencia, muy pequeño y podrá suprimirse el segundo término de la fórmula, que quedará reducida al tipo de la de Müller-Breslau o del prontuario de «Altos Hornos»; si es el tercero, el quebrado del segundo término se podrá considerar igual a la unidad, y este segundo término quedará reducido a

$$20 = \frac{E I_c}{l^2}$$

que es la resistencia de las dos cabezas sin montantes. Si el sumando del denominador que puede desprejarse es el primero, esto significa que puede desprejarse la compresión de las cabezas, y ocurrirá frecuentemente en palizadas para sostener el piso de un viaducto o de un depósito de agua. En este caso será muy frecuente que se pueda suprimir el segundo término, y la fórmula quedará reducida a

$$P = \frac{E}{\frac{a d}{K 12 I_m} + \frac{d^2}{20 I_c}}$$

e incluso, puede ocurrir que uno de los términos del denominador quede anulado por el otro, y que la fórmula se reduzca a una de estas dos:

$$P = \frac{E}{\frac{a d}{K 12 I_m}} \quad \text{o} \quad P = \frac{E}{\frac{d^2}{20 I_c}}$$

PROCEDIMIENTO EXACTO DE TANTEO

Recomiendo que sólo se emplee este procedimiento, a no ser para fines de investigación, cuando

$$\frac{l^2}{5 a^2 S} < 0,40$$

$$\frac{a d}{K 12 I_m} + \frac{d^2}{20 I_c}$$

Si la fracción que antecede es muy grande, eso significa que la hipótesis de desprejarse la compresión de las cabezas se aparta mucho de la realidad. P' seguirá siendo exacta, dentro de su hipótesis, pero el valor de P puede llegar a resultar absurdo. Si no se cumple la condición que antecede es preferible emplear la fórmula aproximada, que da siempre resultados aceptables.

El procedimiento puede emplearse de modo gráfico o numérico. Aquí lo expongo del primer modo, que me parece más cómodo y es el que he empleado.

Como se ha indicado en el preámbulo, este procedimiento consta de dos partes: la primera, que es la rigurosamente exacta, nos permite hallar la resistencia P' de la palizada, cuando se despreja la compresión de las cabezas; la segunda parte, aproximada, nos hace pasar de la resistencia P' a la P , restando la diferencia D .

Aunque aquí sólo indicaré el procedimiento de ejecución, sin justificarlo, daré una idea que pueda servir de guía: suponiendo que una de las cabezas fuera flexible, hay que plegarla sobre un círculo, que llamaremos círculo de pandeo, haciendo que coincida el punto inferior de la palizada con el extremo de la derecha del diámetro horizontal del círculo; en los puntos de la cabeza que corresponden a un montante hay que hacer un retroceso hacia abajo, en el círculo, del modo que se explicará; procediendo de este modo debe ocurrir que el punto medio de la palizada coincida con el extremo superior del diámetro vertical. Si no llega, es que el círculo es grande y hay que tantear uno más pequeño; si pasa, hay que tantear uno más grande. Cuando se obtiene el círculo verda-

dero, se deduce inmediatamente la resistencia de la palizada mediante la fórmula

$$P' = \frac{2 E I_c}{R^2}$$

Para empezar, se calcula el número

$$q_1 = \frac{12 \text{ cm.} \times I_m}{a \times I_c}$$

Esta expresión carece de dimensiones, es un número, en general, muy inferior a la unidad. Si, por ejemplo, $a = 2,40 \text{ m.} = 240 \text{ cm.}$, $I_m = 0,0005 \text{ m}^4$ e $I_c = 0,002 \text{ m}^4$, tendremos $q_1 = 0,0125$.

En la figura 4.^a se ha dibujado una palizada con la notación que vamos a emplear en el tanteo. En cada

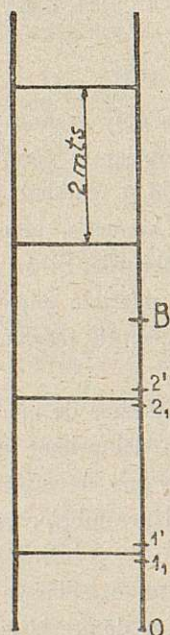


Fig. 4

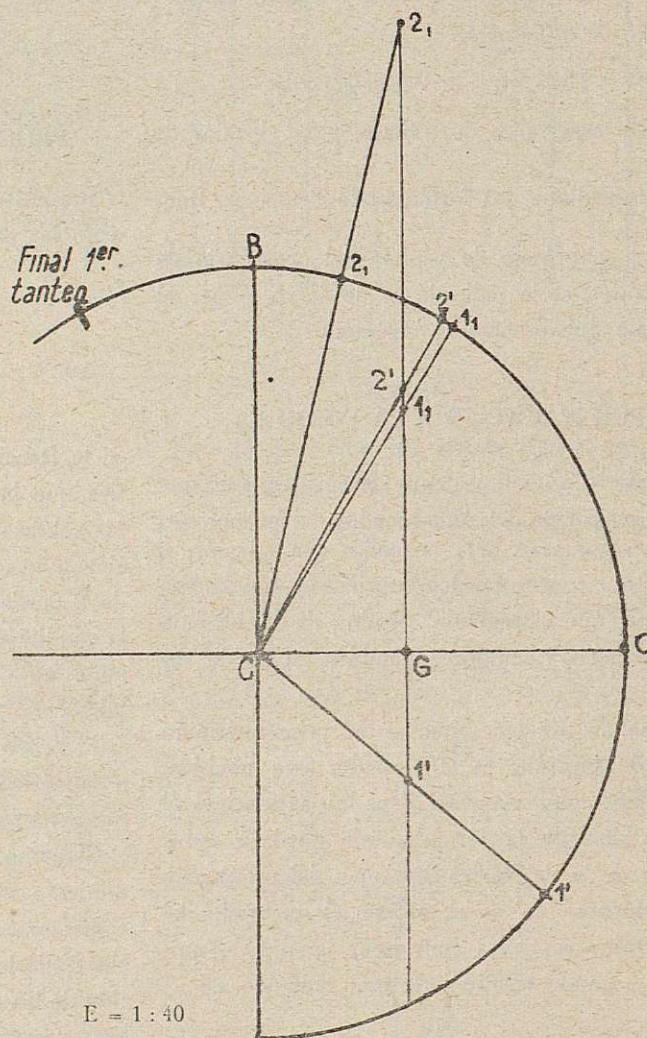


Fig. 5

nudo de la cabeza consideramos dos puntos infinitamente próximos al nudo mismo; uno, por encima, y otro, por debajo; a los de abajo los llamaremos 1, 2, etc., y a los de encima 1', 2', etc.

Si no se tiene una idea aproximada del verdadero valor de R , se puede empezar a tantear $R = d$.

Se traza el círculo en la escala de diferencias que se quiera (basta la parte del mismo indicada en la figura 5.^a). Por el punto G , a dos centímetros del centro (2 cm. en el papel, prescindiendo de la escala del dibujo) trazaremos una vertical que llamaremos escala de tangentes.

En la figura se ha supuesto que $R = d = 2$ m., con la escala de $1/40$. Vamos a suponer que la palizada es la de la figura 4.^a, en la cual suponemos que, después de calculada, resulta $q_1 = 0,024$.

Se calcula la longitud $q_1 R$ que habremos de emplear varias veces en cada tanteo; en este caso, $q_1 R = 0,024 \times 2 \text{ m.} = 4,8 \text{ cms.}$

Esta magnitud de 4,8 cms., sin reducir a ninguna escala, es la que hemos de emplear en el dibujo.

El punto 0 de la palizada está representado por el punto 0 del círculo. Desde él tomaremos, hacia arriba, una longitud de circunferencia que, en la escala del dibujo, represente $\frac{1}{2} d$, porque en la palizada de la figura 4.^a, que estamos tanteando, ésta es la distancia desde el punto 0 hasta el primer nudo. El punto 1, extremo superior de esta longitud, representará en el círculo al 1, de la palizada.

Ahora tenemos que hacer el retroceso que hemos mencionado. Para ello trazaremos el radio correspondiente a 1, que corta a la escala de tangentes en el punto que se ha designado, también por 1, y es la representación de dicho punto en aquella escala. A partir de él tomaremos, hacia abajo, la longitud $q_1 R$, que representa el paso a través del nudo, y su extremo inferior representa el punto 1'. Trazado el radio correspondiente, tenemos en el círculo el punto 1', y, tomando hacia arriba una longitud de circunferencia igual a d , tenemos el punto 2. Procediendo lo mismo que con el anterior tendremos en la escala de tangentes los puntos 2, y 2' y el 2' del círculo. A partir de éste, para obtener en el círculo la representación del punto B, central de la palizada, hemos de llevar una longitud de sólo $\frac{1}{2} d$, lo que nos da el trazo que se ha señalado como final del tanteo. Nos hemos pasado

de B unos 3 cms., lo que nos indica que R es pequeño, y que debemos tantear uno más grande; pero la diferencia de R en este caso podrá ser de pocos centímetros en la verdadera magnitud de R (del orden de 1 mm. en el dibujo).

Una diferencia pequeña en el valor de R , o sea de P' (que depende de R) da, a veces, una diferencia grande en la posición del trazo final del tanteo, por lo cual, para fines prácticos, no es preciso obstinarse en llegar exactamente al punto B. Basta obtener un tanteo como el del ejemplo anterior y otro en que el trazo final esté a una distancia por el estilo el otro lado, o bastante más cerca de B por cualquier lado, y deducir R , por interpolación o por extrapolación.

En los primeros tanteos puede ocurrir que se alcance el punto B del círculo mucho antes de haber llegado al central de la palizada; en tal caso, se suspende el tanteo; el círculo es muy pequeño. Si los puntos sucesivos, en vez de ir avanzando razonablemente en el sentido debido, avancen muy poco o vayan, incluso, retrocediendo, entonces el círculo es demasiado grande.

Si el punto central de la palizada coincide con un montante, se lleva la última vez, la distancia d , en vez de $\frac{1}{2} d$ como en el ejemplo.

Si la palizada es del segundo tipo habría que emplear el procedimiento con las notaciones correspondientes a la figura 6.^a A partir del punto 0 del círculo se lleva una longitud infinitamente pequeña, es decir, nada. El primer radio es el horizontal, y el punto 1, en la escala de tangentes coincide con el G. A partir de éste, se toma hacia abajo $q_1 R$ y se procede como queda explicado. La primera distancia verdadera que se toma en el círculo, a partir de 1', es, naturalmente, igual a d , lo que nos da 2, y así sucesivamente.

Al trazar alguno de los radios, si forman un ángulo pequeño con la vertical, puede ocurrir que no encuentren a la escala de tangentes en los límites del dibujo; el lector resolverá fácilmente esta pequeña dificultad geométrica.

El procedimiento se puede emplear, aunque los montantes estén a distancias desiguales cualesquiera; la única condición, aparte de tener todos la misma I_m , es que estén situados simétricamente con relación al punto B.

Una vez obtenido R se calcula P', como ya se ha dicho, por la fórmula

$$P' = \frac{2 E I_c}{R^2}$$

Para hallar P emplearemos la fórmula siguiente:

$$P = P' \times \frac{E}{\frac{l^2}{5 a^2 S} + \frac{a d}{K 12 I_m} + \frac{d^2}{20 I_c}} \times \frac{l^2}{5 a^2 S} + \frac{a d}{K 12 I_m} + \frac{d^2}{20 I_c}$$

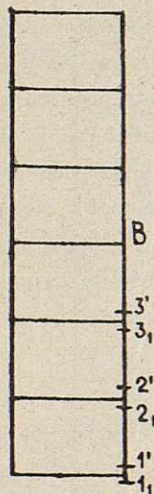


Fig. 6

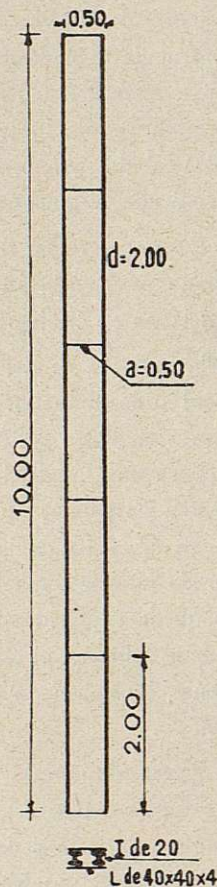


Fig. 7

Una vez obtenida P hemos de cerciorarnos de si cae dentro de los límites de aplicación de la fórmula de Euler. En caso contrario, se halla P₁ del mismo modo que cuando se emplee la fórmula aproximada.

SIMPLIFICACIÓN AL PROCEDIMIENTO DE TANTEO

En muchas ocasiones la fracción

$$\frac{l^2}{5 a^2 S} + \frac{a d}{K 12 I_m} + \frac{d^2}{20 I_c}$$

es muy pequeña. Entonces se puede aceptar $P = P'$. Esto ocurre en la mayoría de las palizadas de hormigón armado destinadas a sostener pisos de viaductos, o de acueductos, o depósitos de agua.

EJEMPLOS QUE CORROBORAN LO EXPUESTO EN EL PREÁMBULO

He calculado la resistencia de la columna de la figura 7.^a, en la que supongo los ángulos soldados a las cabezas de modo que la unión sea perfectamente rígida. Supongo $E = 2.000.000 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm}^2}$.

La fórmula de Müller-Breslau da una resistencia de 163 Tn. El procedimiento exacto 27,600 Tn. y mi fórmula 27,100 Tn., o sea, con 1,8 % de error en menos.

En cambio, la fórmula de Müller-Breslau da un error de 500 % en más.

La advertencia a que me refiero en el preámbulo es que dicha fórmula es sólo aplicable con montantes de gran rigidez. Es seguro que del estudio de aquel autor, que no conozco, se desprendería esta advertencia. Ahora bien, si el enterarse de los resultados, sin estudiar todo a fondo, era allí tan difícil como en el tratado aludido en el preámbulo, se explica que al recopilar esta fórmula para «Huthe» se haya podido incurrir en alguna omisión.

Aparte de esto, lo que digo en el preámbulo no está fuera de razón: aquel ingeniero debía tener y tenía bastante sentido para comprender que allí pasaba algo raro, pero podía dudar si debía ser $I_m = \infty$, o $I_m = I_c$, o $I_m = \frac{1}{2} I_c$, o cualquier otra cosa. Su desorientación es perfectamente verosímil.

Me hago cargo perfectamente de que esta palizada no se llegaría a construir, porque si alguien la proyectara, los ingenieros de la fábrica siderúrgica le harían las advertencias oportunas. El prontuario de «Al-

tos Hornos», si bien no da fórmulas en que intervenga la rigidez de los montantes, que allí se llaman «presillas», exige determinadas condiciones en su resistencia y en las proporciones de las cabezas que harían desechar la columna de este ejemplo. Incluso para palizadas de hormigón armado, de proporciones muy diferentes, si se aplican aquellas reglas, creo que conducen a estructuras seguras, aunque no permiten afinar el proyecto en función de la rigidez de los montantes.

Otro ejemplo, en hormigón armado, es la palizada de la figura 8.^a Los cálculos están hechos despreciando

los hierros y con $E = 170.000 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm}^2}$.

La resistencia por el procedimiento exacto es de 736 Tns. Por mi fórmula de 719 Tns., 2,3 % menos.

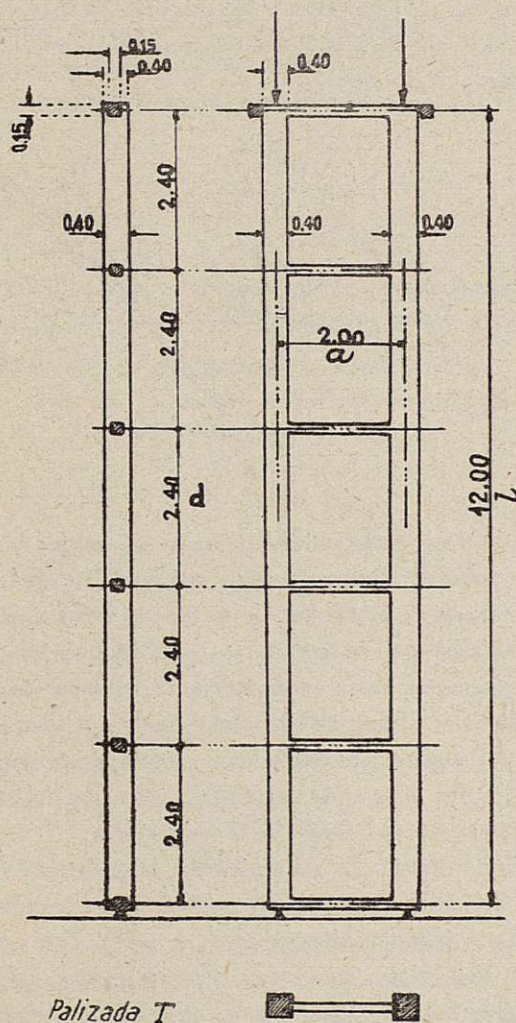


Fig. 8

Por la de Elwitz 177 Tns., 4 veces menos que la verdadera, y por la de Engesser algo menos que por la de Elwitz.

Los montantes de $0,15 \times 0,15$ m. son ciertamente débiles, pero el que llegara a hacerse así no es tan verosímil como en la de acero. He visto casos de proyectos y obras ejecutadas en los que se acusa mucho este defecto.

La palizada que figura en el preámbulo es esta misma, pero de doble altura y con los montantes de $0,08 \times 0,08$ en vez de $0,15 \times 0,15$. Al final, el ingeniero hace los montantes de $0,30 \times 0,30$.

Aparte de estos ejemplos, elegidos para hacer resaltar la posible inexactitud de las fórmulas, creo que la de Müller-Breslau no da, en general, errores muy grandes, empleando montantes de gran rigidez, pero que, en algún caso, puede llegar a dar una resistencia 25 % superior a la verdadera. Coincido con la opinión que, en la página mencionada del «Hutte», se atribuye a Engesser.

En cambio, las de este último y de Elwitz son muy seguras; pero a veces, aun en ejemplos no elegidos, sino completamente normales, como se verá en la parte de explicaciones, la de Elwitz puede dar una resistencia inferior a la mitad de la verdadera, y la de Engesser de poco más que la tercera parte.

EXPLICACIONES Y CÁLCULOS RELATIVOS A LA FÓRMULA

Notaciones adicionales.

- α_s Ángulo debido a la compresión de las cabezas.
- α_m Ángulo de deslizamiento por flexión de los montantes.
- α_v Ángulo de deslizamiento por flexión de las cabezas.
- P_s Fuerza que produce el pandeo en la palizada de HH si la única deformación es la compresión de las cabezas.
- P_m Fuerza que produce el pandeo en la palizada de HH si la única deformación es la flexión de los montantes.
- P_v Fuerza que produce el pandeo en la palizada de HH si la única deformación es la flexión de las cabezas.

- P_d Fuerza que produce el pandeo en la palizada de HH si las únicas deformaciones son las flexiones de las cabezas y de los montantes.
- P_c Fuerza que produce el pandeo en la palizada de HH produciendo las tres deformaciones.
- f_s Flecha de pandeo en la palizada de HH por acortamiento de cabezas.
- f_m Flecha de pandeo en la palizada de HH por flexión de montantes.
- f_c Flecha de pandeo en la palizada de HH por flexión de cabezas.
- H Un elemento de la palizada.
- P_c Resistencia de las cabezas solas. $P_c = 2\pi^2 \frac{EI_c}{l^2}$
- P_A En el procedimiento exacto, $P_A = P' - P_d$.
- P Resistencia total al pandeo contando con la compresión de las cabezas.
- P_{cc} Aumento de resistencia por ser continuas las cabezas.

Para enfocar el problema, es necesario tener en cuenta que en una palizada del tipo que estudiamos, al efectuarse el pandeo, ocurre, en general, lo mismo que en una viga Vierendel sometida a flexión. Las secciones, en vez de mantenerse aproximadamente normales al eje de la palizada, como ocurriría, sensiblemente, en una de alma llena o fuertemente triangulada, dejan de serlo. La palizada toma aproximadamente la forma de la figura 9.^a (en la que se han omitido las deformaciones parciales de los montantes y cabezas) y únicamente la de la figura 10 cuando la rigidez de los montantes es



Fig. 9



Fig. 10

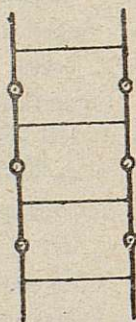


Fig. 11

muy grande y hay muchos; entonces, las secciones se mantienen aproximadamente normales al eje. En este último caso es aplicable la fórmula de Euler

$$P = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

tomando para I la total de la palizada; en cambio, para el caso de la figura 9.^a es totalmente inaplicable y daría una resistencia mucho más alta que la verdadera. En realidad, ocurre una cosa intermedia que depende de las proporciones entre dimensiones y rigideces de los elementos de la palizada.

Para todo este problema es básico el estudio del deslizamiento, o bien de la resistencia al pandeo únicamente por deslizamiento. Los resultados de este estudio se encuentran en diversos tratados o manuales, y para la demostración, que es muy sencilla, podría referirme al Timoshenko, página 218, pero la daré a continuación para facilidad del lector y porque requiere algún comentario.

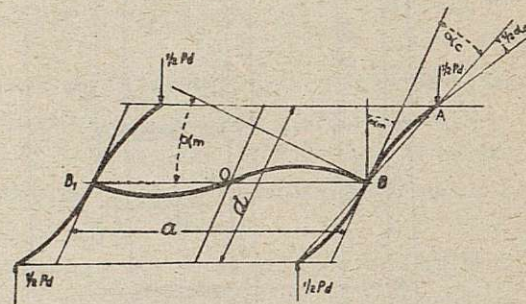


Fig. 12

Esta resistencia al deslizamiento es la que tendría una palizada compuesta por una serie de HH, con las cabezas y montantes de la misma sección que en la palizada que se estudia, pero articuladas una con otra, como se indica en la figura 11, en lugar de estar unidas las cabezas de un modo continuo. Además, es preciso suponer que las cabezas son las de la palizada real, a los efectos de la flexión, pero que no sufren acortamiento por efecto de la compresión.

En la figura 12 se representa la deformación de una de las H que forman la palizada. Los ángulos α_m y α_c son infinitamente pequeños y, por lo tanto, iguales a sus senos y tangentes. Por esta misma razón es igual la fuerza $\frac{1}{2} P_d$ que actúa en la parte superior de una cabeza a la reacción en la parte inferior de la

misma cabeza; de no tratarse de ángulos infinitamente pequeños, estas dos fuerzas serían diferentes. Llamaremos P_d a la fuerza que produce la deformación en la H; $\frac{1}{2} P_d$ en cada cabeza. Llamaremos M al momento del montante en el punto B. El de la cabeza, por cada lado, será $\frac{1}{2} M$.

Por la simetría de la figura, en el punto medio O del montante el momento flector es 0. Para el equilibrio de la parte de la derecha podemos considerar que este punto está articulado a un punto fijo, del que recibe una reacción vertical hacia abajo, pero ésta es infinitamente pequeña; por eso son iguales los dos $\frac{1}{2} P_d$.

Sabemos, por la teoría de la elasticidad, que

$$a_m = \frac{1}{3} \frac{M \frac{1}{2} a}{E I_m} \quad a_c = \frac{1}{3} \frac{\frac{1}{2} M \frac{d}{2}}{E I_c}$$

Aunque ahora no lo vamos a emplear, dejaremos sentado que, según también es sabido, el ángulo en A de la tangente a la cabeza con B A es

$$\frac{1}{2} a_c = \frac{1}{6} \frac{\frac{1}{2} M \frac{d}{2}}{E I_c}$$

El equilibrio de la cabeza exige que el momento de las dos $\frac{1}{2} P_d$, cuyo brazo de palanca es d ($a_m + a_c$) sea igual a M . Tendremos pues:

$$\frac{1}{2} P_d \times d (a_m + a_c) = M$$

$$\frac{1}{2} P_d \times d \left(\frac{1}{3} \frac{\frac{1}{2} M \frac{1}{2} a}{E I_m} + \frac{1}{3} \frac{\frac{1}{2} M \frac{d}{2}}{E I_c} \right) \times M = M$$

$$P_d = \frac{E}{\frac{a d}{12 I_m} + \frac{d^2}{24 I_c}} \times \frac{d^2}{24 I_c}$$

La expresión

$$\frac{a d}{12 I_m} + \frac{d^2}{24 I_c}$$

inversa de P_d , es el deslizamiento específico, que es la proporción del ángulo $a_m + a_c$ a una fuerza horizontal F aplicada a la parte superior de la H que produce dicho ángulo.

En el valor que he dado de a_c hay un error en el que, supongo que de modo consciente, incurren Timoshenko y Elwitz; es el valor de a_c cuando el momento M es producido por una fuerza horizontal, pero en realidad, dicho momento es producido por la fuerza vertical $\frac{1}{2} P_d$. Si el montante fuese de rigidez infinita, la tangente a la cabeza en B sería vertical, y como la fuerza es también vertical, la media cabeza de arriba estaría en el caso en que la fórmula de Euler aplicable sería

$$\frac{1}{2} P_d = \frac{\pi^2}{4} \times \frac{E I_c}{\left(\frac{1}{2} d\right)^2}$$

De donde deduciríamos

$$\frac{1}{2} M = \frac{1}{2} P_d \times \frac{1}{2} d a_c = \frac{\pi^2}{4} \times \frac{E I_c}{\left(\frac{1}{2} d\right)^2} \times \frac{1}{2} d a_c$$

$$a_c = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{M d}{E I_c}$$

y admitiendo $\pi^2 = 10$

$$a_c = \frac{M d}{10 E I_c}$$

en vez del valor anterior que era

$$a_c = \frac{M d}{12 E I_c}$$

Si, por el contrario, el montante es muy débil, el valor de a_c se acerca a este último.

La consecuencia es que

$$\frac{E}{\frac{a d}{12 I_m} + \frac{d^2}{24 I_c}} > P_d > \frac{E}{\frac{a d}{12 I_m} + \frac{d^2}{20 I_c}}$$

y que el valor de P_d se aproxima al primer término, que es el más alto, cuando los montantes son débiles, y al otro, cuando son fuertes.

Su verdadero valor es el que resulta de la siguiente ecuación trascendente:

$$P_d = \frac{6 E I_m \sqrt{\frac{1}{2} \frac{P_d}{E I_c}}}{a \operatorname{tg} \left(\sqrt{\frac{1}{2} \frac{P_d}{E I_c}} \times \frac{1}{2} d \right)}$$

Demostraré esta fórmula al tratar del procedimiento exacto; mientras tanto, dejo al lector la comprobación de que, cuando I_c tiende hacia infinito el valor que da la fórmula es

$$P_d = \frac{E}{\frac{a d}{12 I_m}}$$

y cuando I_m tiende hacia infinito,

$$P = \frac{E}{\frac{d^2}{20 I_c}}$$

(admitiendo $\pi^2 = 10$).

El valor obtenido para P_d es independiente de a , o sea, constante, para valores de a muy pequeños, y dentro de los límites en que las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. Ocurre lo mismo que con el pandeo de una barra. Por lo tanto, cada una de las H puede tomar una inclinación mayor o menor y la palizada hipotética de HH articuladas adoptar una forma cualquiera, por ejemplo, como en la figura 13.

Sin embargo, como puede tomar cualquier forma, en equilibrio indiferente, la más pequeña coacción le hace tomar la forma que se desee. Las dos cabezas, que estamos suponiendo partidas en las articulaciones, en realidad no lo están, y, como tienden a tomar forma sinusoidal, hacen que toda la palizada tome, aproximadamente, esa forma. Aceptaremos, pues, que esa es la forma del pandeo, por la coacción que han de hacer las cabezas, aunque de momento, por suponerlas partidas, sean incapaces de sufrir un momento flector sinusoidal de extremo a extremo, sino sólo los momentos flectores parciales y deformaciones en zigzag de cada H , con perfecta simetría en cada una con relación a los nudos. Más adelante tendremos en cuenta que las cabezas no están partidas.

Conociendo ya P_d , conviene hacer observar que si $I_m = \infty$, el valor que toma P_d es

$$\frac{E}{\frac{d^2}{20 I_c}}$$

al que llamaremos P_c , y si $I_c = \infty$, el valor es

$$\frac{E}{\frac{a d}{12 I_m}}$$

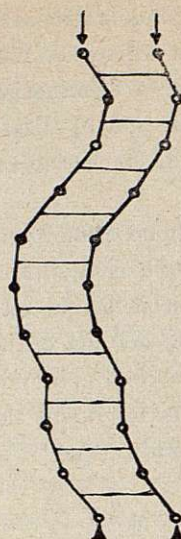


Fig. 13

al que llamaremos P_m . Y llamaremos P_s a la resistencia cuando $I_m = \infty$ e $I_c = \infty$, pero admitiendo en este caso que las cabezas pueden sufrir acortamiento por compresión

$$P_s = \frac{E}{10 I_s} = \frac{E}{5 a^2 S}$$

llamando I_s al momento de inercia de toda la palizada menos los de las cabezas, o sea, el producto del área de las dos secciones, S , por

$$\left(\frac{1}{2} a\right)^2$$

Los momentos de inercia de las cabezas no entran aquí, pues seguimos suponiéndolas partidas.

Llamando P_c (sin cabezas, cabezas partidas) a la fuerza que produce el pandeo, con las cabezas cortadas en las articulaciones, pero admitiendo que las cabezas sufren acortamiento por compresión y deformación por flexión, lo mismo, esto último, que los montantes, vamos a indicar, en líneas generales, la demostración de que

$$P_c = \frac{1}{\frac{1}{P_s} + \frac{1}{P_d} + \frac{1}{P_c}}$$

Esto está ya estudiado; el interés de mi demostración estriba en que sus ideas conducen también a determinar el aumento que corresponde a P_c por el hecho de ser las cabezas continuas, que es un punto de cierta dificultad, del que no tengo conocimiento de que se haya ocupado nadie antes. Tengo escrita la demostración con detalle, precisando las ideas, pues no tiene muchas fórmulas, pero resulta larga, por lo cual prescindiré aquí del rigor y precisión, indicando sólo las ideas fundamentales; lo que pierda en rigor lo ganará en claridad.

Hay tres deformaciones: acortamiento de cabezas por compresión y las dos ya estudiadas de montantes y cabezas por flexión. Están representadas en la figura 14, que se diferencia de la 12 en que las líneas B_1B y la A_1A , que son paralelas, no son horizonta-

les, sino que forman con la horizontal un ángulo α_s , al cual se suman los α_m y α_c . La ley de variación de estos ángulos en las diferentes H, a lo largo de la palizada, es la misma: son proporcionales a

$$\cos \frac{\pi x}{l}$$

llamando x a la altura del nudo correspondiente. Las tres deformaciones se suman; la flecha en el centro de la palizada es la suma de las flechas parciales debidas a cada una, y cada una de éstas es proporcional al momento flector M_T , en el centro de la palizada, e

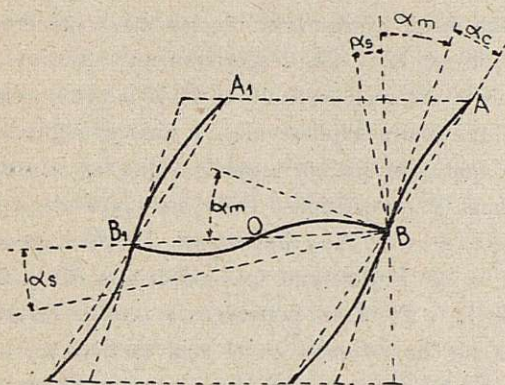


Fig. 14

igual a la flecha única que se produciría si sólo tuviese lugar esa deformación, pero no las otras dos, y suponiéndolo así, diéramos a la deformación de pandeo la amplitud necesaria para que el momento fuese el mismo M_T .

Llamando f_s , f_m y f_c a las flechas debidas a cada una de las tres deformaciones, tendremos

$$f_s = \frac{M_T}{P_s} \quad f_m = \frac{M_T}{P_m} \quad f_c = \frac{M_T}{P_c}$$

Por otro lado, para la fuerza P_c que produce el pandeo cuando tienen lugar las tres deformaciones, tenemos evidentemente

$$P_c = \frac{M_T}{f_s + f_m + f_c} = \frac{1}{\frac{1}{P_s} + \frac{1}{P_m} + \frac{1}{P_c}}$$

Esta demostración no es del todo exacta, porque no es la hipótesis que he hecho, implícitamente, de que las tres deformaciones se producen independientemente

entre sí, y dependientes únicamente de los momentos en los nudos, y como consecuencia, del momento M_T que ese sí depende sólo de los de los nudos. Pero en realidad, como vimos, el ángulo α_c no depende sólo del M del nudo, sino, además, de α_m ; y, aunque no lo hemos dicho hasta ahora, se comprende que depende igualmente de α_s . La demostración, por lo tanto, es aproximada. Los libros que la dan como exacta, es porque admiten

$$P_d = \frac{E}{\frac{\alpha d}{12 I_m} + \frac{d^2}{24 I_c}}$$

Si la fórmula anterior fuera exacta la demostración también lo sería. Pero aunque el valor de

$$P_c = \frac{E}{\frac{d^2}{2 \pi^2 I_c}}$$

es absolutamente exacto, tampoco la demostración lo es para mi fórmula, porque el valor de α_c , en que se basa el indicado para P_c , tendría exactamente el valor

$$\alpha_c = \frac{M_d}{10 I_c}$$

si esa fuera la única deformación, pero cambia en cuanto intervienen las otras deformaciones (1).

Sin embargo, como estamos estudiando una fórmula de resistencia al pandeo, aproximada, y para fines prácticos, podemos dejar a un lado el reparo que acabo de hacer.

Ahora vamos a determinar el aumento de resistencia debido a que las cabezas son continuas, no partidas en las articulaciones. Por las mismas razones que para la demostración anterior, no presentaré el análisis detallado que tengo escrito, sino sólo su idea general. Esta demostración se basa en una hipótesis simplificadora, pero inexacta, que se corrige más adelante por medio del coeficiente K' ; esto es aparte de la inexactitud explicada de la demostración anterior.

(1) Hay, además, otro motivo de inexactitud: la compresión de las cabezas, a diferencia de lo que ocurre en una viga, rompe la simetría de la palizada con relación a su punto medio; creo que la importancia de esto será muy pequeña, o a favor de la seguridad. En la teoría expuesta admito implícitamente que el modo de sustentación en ambos extremos es el de la figura 10; si fuera así, esta observación quedaría anulada. Es sólo aplicable a otros modos de sustentación, más frecuentes, por ejemplo, al de la figura 3.

Si sólo se produjesen, de las tres deformaciones que hemos estudiado, las dos que dan lugar a f_s y f_m , la resistencia de las dos cabezas, aisladas, sin montantes, con toda la longitud de la palizada, que vale

$$P_c = 20 \frac{E I_c}{l^2}$$

se añadiría íntegramente a la resistencia que, en ese caso, tendría la palizada compuesta de HH. La forma de curva sinusoidal que toma ésta, hace que al momento M_T que hemos considerado y que es únicamente

$a \times$ diferencia de compresión de las cabezas

se añadan los dos momentos flectores de las dos cabezas, correspondientes a una curva sinusoidal con flecha $f_s + f_m$; mientras se conserve esa flecha tendremos:

$$\frac{\text{aumento de } M_T}{f_s + f_m} = P_c$$

Pero al producirse la deformación de deslizamiento por flexión de las cabezas, que da lugar a f_c , ya no ocurre lo mismo. Dicha deformación es la debida a una serie de momentos flectores en zig-zag que aumentan la flecha, que ya existía, en f_c , sin aumentar los momentos flectores medios a lo largo de la cabeza; y el valor de este momento flector medio en el centro de las cabezas, es lo que produce el aumento de M_T . Por lo tanto, dicho aumento seguirá siendo igual que antes, pero la flecha es ahora $f_s + f_m + f_c$. El aumento de resistencia será

$$\begin{aligned} \frac{\text{aumento de } M_T}{f_s + f_m + f_c} &= P_c \frac{f_s + f_m + f_c}{f_s + f_m} = \\ &= P_c \frac{1}{\frac{1}{P_s} + \frac{1}{P_m}} = \\ &= P_c \frac{1}{\frac{1}{P_s} + \frac{1}{P_m} + \frac{1}{P_c}} \end{aligned}$$

La resistencia total será, por lo tanto,

$$P = \frac{1}{\frac{1}{P_s} + \frac{1}{P_m} + \frac{1}{P_c}} + 20 \frac{E I_c}{l^2} \frac{1}{\frac{1}{P_s} + \frac{1}{P_m} + \frac{1}{P_c}}$$

y substituyendo los valores de las P

$$P = \frac{E}{\frac{l^2}{5 a^2 S} + \frac{a d}{12 I_m} + \frac{a^2}{20 I_c}} + 20 \frac{E I_c}{l^2} \frac{1}{\frac{l^2}{5 a^2 S} + \frac{a d}{12 I_m} + \frac{a^2}{20 I_c}}$$

En esta fórmula sólo faltan, para llegar a la que propongo, los dos coeficiente K y K' en los denominadores de sus dos términos. La de Elwitz consiste únicamente en el primer término, con los coeficientes de I_m y de I_c , 12 y 24, respectivamente. Aparte de la diferencia del coeficiente 20 al 24 le falta el coeficiente K, que ahora explicaremos, y todo el segundo término, que es el que corresponde a que las cabezas son continuas y no partidas. Todo esto produce una diferencia, a veces, muy importante. La de Engesser es como la de Elwitz, con los coeficientes 10 y 20 en vez de 12 y 24. Éstas pertenecen a uno de los grupos a que me he referido, en el cual se tiene en cuenta el momento de inercia de los montantes. El otro grupo —fórmula del Müller-Breslau, del «Hütte», prontuario de «Altos Hornos», etc.— no lo tienen en cuenta, por suponerse que es muy grande.

Como dije en el preámbulo, el procedimiento exacto me ha servido a modo de laboratorio de ensayo para rectificar la fórmula aproximada. La que presentaba en mi proyecto de viaducto era

$$P_d = \frac{E}{\frac{a d}{12 I_m} + \frac{d^2}{20 I_c}} + 20 \frac{E I_c}{l^2} \frac{\frac{a d}{12 I_m}}{\frac{a d}{12 I_m} + \frac{d^2}{20 I_c}}$$

advirtiendo que en palizadas en las que no fuera necesario tener en cuenta la compresión de las cabezas se podía tomar $P = P_d$ y, en caso contrario,

$$P = \frac{P_d \times P_s}{P_d + P_s}$$

lo que es muy semejante a lo que ahora presento; las modificaciones son debidas, algunas, a consideraciones teóricas, y otras, a los resultados de la experiencia de mi «laboratorio de ensayos», que expongo después en un cuadro.

Lo que se refiere a la adición del término

$$\frac{l^2}{5 a^2 S}$$

ya queda explicado. Su adición al denominador del primer término es equivalente a la fórmula

$$P = \frac{P_d \times P_s}{P_d + P_s}$$

Su adición al numerador y denominador del segundo término es un mejoramiento con base teórica, inapreciable en la práctica, en muchos casos, pero que puede tener cierta importancia en otros. Lo primero ocurre en las palizadas en que principalmente he pensado, que son las que se emplean para sostener pisos de viaductos o depósitos de agua, en los que la compresión de las cabezas puede despreciarse. Lo segundo, en las de tipo de columna, con las dos cabezas muy próximas y fuertemente arriostradas, en las cuales su compresión es acción importante. Sin esta adición la fórmula es aceptable y, en todo caso, da algo menor resistencia de la que debería, pero creo que está mejor en su forma definitiva. Este cambio, como he dicho, es debido a consideraciones teóricas; el procedimiento exacto nada acusa, porque sólo se puede aplicar sin tener en cuenta la compresión de las cabezas.

El coeficiente K, por el contrario, es resultado de las comprobaciones efectuadas con el procedimiento exacto. En el proyecto de viaducto había calculado con el mismo, únicamente, palizadas del primer tipo, que son las que más se asemejan a las teóricas de este

estudio, pues tienen la forma de nuestra palizada de HH, sólo que con las cabezas continuas. La exactitud era suficiente, pues el error máximo era de 11 % en menos. Recientemente, he comprobado varias palizadas del segundo tipo, y sufrí cierta decepción, pues los errores aumentaban más de lo que había pensado, pues pasaba en varios del 20 %, y llegaban en una a 23 %; todas, en menos. Reflexionando me lo expli-

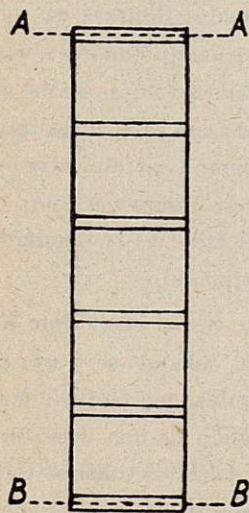


Fig. 15

qué: la fórmula daba la misma resistencia para los dos tipos, pero las del segundo son más resistentes, como se comprende examinando la figura 15. Si suponemos cada montante dividido en dos, podríamos considerar la palizada como una serie de cuadros superpuestos, en vez de una serie de HH, y los resultados serían semejantes. Pero los límites de la palizada deberían ser según las líneas AA y BB, cogiendo un número de cuadros justo, pero sin empezar el siguiente. Es decir, que los montantes extremos deberían tener un momento de inercia igual a la mitad de los intermedios. Como se suelen hacer iguales, y así lo he supuesto, sobra la mitad del momento de inercia en los montantes extremos, y la palizada es más fuerte, diferencia que se acentúa, como es natural, en las de pocos tramos.

La corrección está basada en el siguiente razonamiento: Suponiendo la curva del pandeo una parábola, curva más sencilla que una senoide, las deformaciones angulares de cada montante (α_m) serían proporcionales a x (contando x desde el centro de la palizada) y los trabajos elásticos proporcionales a x^2 . El exceso de trabajo, debido al medio montante de más, debe producir un aumento proporcional a este exceso en P_m . Esto nos conduce a que el coeficiente K por el que se debe multiplicar P_d debe ser, recordando que

$$n = \frac{l}{d}$$

el indicado por las fórmulas siguientes:

Palizadas en que n es par,

$$K = 1 + \frac{\left(\frac{n}{2}\right)^2}{\left(\frac{n}{2}\right)^2 + \sum_{x=1}^{x=\frac{n}{2}-1} x^2}$$

para las en que n es impar,

$$K = 1 + \frac{\left(\frac{n}{2}\right)^2}{\left(\frac{n}{2}\right)^2 + \sum_{x=\frac{1}{2}}^{x=\frac{n}{2}-1} x^2}$$

teniendo en cuenta, en esta última, que x representa siempre un número entero más $\frac{1}{2}$.

Los resultados de la corrección con las fórmulas que anteceden fueron algo excesivos. Esto se comprende también. En parte, puede ser por la diferencia entre la parábola y la senoide, y en parte, porque la resistencia excesiva de los montantes extremos, debe producir una deformación, en relación con la curva perfecta, acercando su tangente, en los extremos, a la vertical, disminuyendo el trabajo de los montantes extremos, y el total. Con este razonamiento, y a la vista de algunos resultados, modifiqué el coeficiente K , a sentimiento, multiplicando por $\frac{2}{3}$ la fracción que sigue a la unidad, y los resultados, tanto en los ensayos ya hechos, como en los ulteriores, fueron plenamente satisfactorios. De este modo se ha calculado K para los valores de n hasta 20, que da a K el valor 1,10. Para n mayor se puede tomar $K = 1,05$. Para $n = \infty$ $K = 1$.

Indicaré lo que sigue, a modo de curiosidad; es una observación hecha a posteriori. Va a grandes rasgos; si el lector se decide a leerla, seguramente sabrá llenar las lagunas.

Adoptando la palizada una forma sinusoidal, el valor de lo comprendido en lo que antecede bajo el signo Σ , que convertiremos en el de \int , está representado por

$$\int_0^{\frac{\pi}{2}} \sin^2 x \, dx = \frac{\pi}{4}$$

Si la curva fuese una parábola el valor sería,

$$\int_0^{\frac{\pi}{2}} \left(\frac{x}{\frac{\pi}{2}} \right)^2 dx = \frac{\pi}{6}$$

Es decir, que llamando Σ_p a la de la parábola y Σ_s a la de la senoide tenemos,

$$\frac{\Sigma_p}{\Sigma_s} = \frac{2}{3}$$

que es el mismo coeficiente de reducción que adopté sin haberme fijado en esto.

La fracción que sigue a la unidad sufre por esto una disminución proporcional igual a

$$\frac{\left(\frac{n}{2}\right)^2 + \Sigma_p}{\left(\frac{n}{2}\right)^2 + \Sigma_s} = \frac{\left(\frac{n}{2}\right)^2 + \frac{2}{3} \Sigma_s}{\left(\frac{n}{2}\right)^2 + \Sigma_s}$$

Cuando Σ vale mucho más que $\left(\frac{n}{2}\right)^2$ (n grande) la proporción se acerca a dos tercios, y esto va de acuerdo con la corrección hecha, porque entonces el efecto de la rigidez del montante, modificando la forma de la palizada y disminuyendo el trabajo total, será pequeño. En cambio, cuando $\left(\frac{n}{2}\right)^2$ vale mucho más que Σ (n pequeña), la proporción que antecede se acerca a la unidad, pero el efecto indicado del montante será mayor y puede compensar lo que le falta a la proporción para bajar a valer $\frac{2}{3}$.

Como se desprende de lo que queda dicho y se indicó en la primera parte, este coeficiente sólo se aplica a las palizadas del segundo tipo; en las del primer tipo se toma $K = 1$.

El otro coeficiente K' tiene fundamento diferente. Ya hace diez años había observado que el segundo término de la fórmula, que da el aumento debido al pandeo de las cabezas, era algo pequeño. Esto, en la resistencia total, daba un error sin importancia. Sin embargo, recapacitando ahora, creo haber llegado a la conclusión de la causa verdadera. En la deformación correspondiente a los momentos flectores en zig-zag, que conduce a la flecha f_c es cierto que estos momentos flectores no modifican la curvatura media de las cabezas, pero la deformación no podría realizarse libremente sin que en los puntos correspondientes a las articulaciones de las HH se rompiesen éstas, y que se abrieran grietas (por el lado de la izquierda en las figuras que venimos dibujando).

La rectificación que he hecho, con el coeficiente K' , podría calificarse de empírica, aunque se base en consideraciones, hipótesis y cálculos, que omitiré, porque no tienen el fundamento sólido de una demostración. Se basa en la proporción entre los trabajos elásticos necesarios para cerrar las grietas mencionadas, y el de los momentos flectores en zig-zag, admitiendo

determinadas hipótesis a base de esta proporción. Llego al valor

$$K' = 1 + \frac{3}{4} \frac{\pi^2}{n^2}$$

Los resultados han sido aceptables, aunque se observan algunas diferencias que, en la resistencia total, significan muy poco.

En realidad, los cálculos y razonamientos aproximados me conducían a que el segundo término de la fórmula fuera

$$P_{CG} = 20 \frac{E I_c}{l^2} \left(\frac{l^2}{5 a^2 S} + \frac{a d}{12 I_m} + K'' \frac{a^2}{20 I_c} \right)$$

siendo

$$K'' = \frac{K' - 1}{K'}$$

En esta forma da valores algo más altos, y que se acercan más a los resultados del procedimiento exac-

to. Pero la diferencia con la fórmula adoptada es pequeña y, sobre todo, con el coeficiente K'' en el numerador podría darse en caso de que en algunas palizadas poco corrientes, es cierto, pero posibles, diera una resistencia, creo que del orden de 15 %, mayor que la verdadera; he preferido la otra forma.

En el cuadro siguiente se indican, comparándolos, los resultados obtenidos con el procedimiento exacto, con la fórmula de Elwitz y con la mía, en palizadas normales, no buscadas especialmente para que resalten los errores, como las del principio de este trabajo, salvo lo que diremos de la A. El procedimiento exacto permite, como se explicará en su lugar, la determinación exacta, por separado, de la fuerza de pandeo por deslizamiento. La diferencia entre ésta y la total, o sea $P_A = P' - P_d$ corresponde, en las palizadas del primer tipo, al aumento de resistencia de las cabezas, y en las del segundo, a ésta más el aumento de resistencia de los dos medios montantes de exceso. Por lo tanto, sólo en el primer caso es comparable al segundo término de la fórmula, que en el cuadro se ha designado por P_{CG} .

Palizadas	Resistencia exacta			Fórmula propuesta			Fórmula de Elwitz	Errores %	
	P_d	P_A	P'	P_d	P_{CG}	P'		Fórmula propuesta	Fórmula de Elwitz
A	96.000 Kg.	?	99.000 Kg.	94.600 Kg.	260 Kg.	94.860 Kg.	109.000 Kg.	-4,2	+10,1
5.º viaducto	12.700 t.	1.500 t.	14.200 t.	12.650	1.460 t.	14.110 t.	12.744 t.	-0,6	-10,2
B	7.700	4,15	11,85	7,5	4,15	11,65	8	-1,7	-32,5
B_1	4,76	4,44	9,20	4,63	4,53	9,16	4,80	-0,4	-47,8
B'_2	11,11	5,61	16,72	13,33	3,53	16,86	12	+0,84	-28
B'	7,70	6,5	14,20	10	4,15	14,15	8	-0,3	-43,5
B'_1	4,76	7,14	11,90	6,66	4,53	11,16	4,80	-6,1	-59,6
C	7,70	1,90	9,60	7,5	1,67	9,17	8	-4,5	-16,6
C_1	4,76	1,98	6,74	4,63	1,93	6,56	4,80	-2,7	-29
C_2	11,4	1,40	12,80	10,9	1,33	12,23	12	-4,4	-6,2
C'	7,70	3,90	11,60	9,67	1,67	11,34	8	-2,2	-31
D	7,70	1,14	8,84	7,5	0,89	8,39	8	-5,1	-9
D_1	1,82	1,22	3,04	1,82	1,17	2,99	1,84	-1,6	-41,5
D'	7,70	2,38	10,2	9,30	0,89	10,19	8	+1,7	-20
D'_1	1,82	1,96	3,78	2,52	1,17	3,79	1,84	+0,2	-51,3
D'_2	11,4	2,1	13,50	12,63	0,7	13,33	12	-1,2	-11,1

Todos los resultados del cuadro están obtenidos despreciando la compresión de las cabezas. En las palizadas que se han considerado esto no significa nada. La fórmula empleada ha sido, por lo tanto,

$$P' = \frac{E}{\frac{a d}{K 12 I_m} + \frac{d^2}{20 I_c}} + 20 \frac{E I_c}{l^2} \frac{\frac{a d}{12 I_m} + \frac{d^2}{12 I_c}}{\frac{a d}{12 I_m} + \frac{d^2}{12 I_c}} = P_d + P_{CG}$$

La igualdad que antecede supone, en las palizadas del segundo tipo, que queda englobada en P_d la resistencia del montante de exceso. Como se ve, los errores de mi fórmula son todos pequeños y por defecto. En la de Elwitz se aprecia un exceso de + 10,1 % únicamente en la palizada A, que está elegida para que pueda verse la influencia del coeficiente 24, en vez de 20. En las demás da, en general, bastante menos resistencia de la debida, es decir, que es segura pero antieconómica. En varias palizadas se queda la resistencia de la fórmula en la mitad de la verdadera, o menos. En la de Engesser, en el supuesto en que estamos, de despreciar la compresión de las cabezas, da exactamente 16,66 % menos resistencia que la de Elwitz, aunque no se aplique el coeficiente de reducción del roblonado, porque, puesta en la misma forma, la única diferencia es que los coeficientes 12 y 24, están substituídos por 10 y 20.

De las dieciséis palizadas del cuadro, aparte de la A y de la 5.^a del viaducto, que es de hormigón armado, en las demás, las dimensiones y momentos de inercia están representados por números abstractos, muy sencillos, sin referirse a ningún sistema de unidades. En las figuras 16 y 17 se han representado las B y B'. Todas las B tienen $n' = 2$, las C, $n = 3$ y las D, $n = 4$. Las no primas son del primer tipo y las primas del segundo; en todas $a = 1$, $d = 1$, $I_c = 1$. En las que no tienen subíndice, $I_m = 1$; en las que lo tienen, $I_m =$ subíndice. Claro que el ser a , d , I_m , e I_c , todos iguales a uno, obligaría a unas secciones tan grandes, si fueran aproximadamente cuadradas, que sería imposible construirlas porque se tropezarían las cabezas y los montantes, pero nada impide supo-

ner que son secciones rectangulares muy alargadas, en sentido perpendicular al dibujo, y así resultan palizadas razonables, mecánicamente; podrían llegar a parecer túneles o pasillos superpuestos, pero basta considerar que empleamos rebanadas de las mismas.

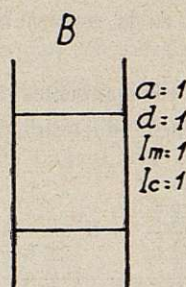


Fig. 16

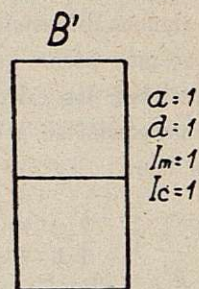


Fig. 17

En el cuadro que sigue se indican los errores totales de la fórmula después de aplicar el coeficiente K', que es el primero que empleé, y que ya los había disminuído, y antes de aplicar el K, y después de aplicar éste. Sólo figuran las palizadas primas, naturalmente, en las otras no se aplica el K.

Palizada	Errores %	
	Antes de aplicar K	Después de aplicar K
B'	— 18	— 0,3
B' $\frac{1}{2}$	— 23	— 6,1
C'	— 21	— 2,2
D'	— 16,1	+ 1,7
D' $\frac{1}{6}$	— 20,9	+ 0,2
D' $\frac{1}{2}$	— 14	— 1,2

Las pequeñas irregularidades que se observan en los errores pueden ser porque verdaderamente son así, o porque existen algunos pequeños errores numéricos en la aplicación de la fórmula, o gráficos, al emplear el procedimiento exacto. Pero la pequeñez de todos ellos la considero como garantía de la bondad de la fórmula cuando no se tiene en cuenta la compresión de las cabezas.

Cuando se desea tener esto en cuenta, no dispongo de procedimiento exacto para comprobar el error, pero hay motivos para suponer que la fórmula da, también, resultados satisfactorios. En muchos casos, la aceptación de esa hipótesis supone una diferencia pequeña, y lo que está bien en la parte fundamental, segui-

rá estándolo al hacer la modificación correspondiente a esa diferencia. Y, de otros, en que la diferencia es mayor, hay algunos, correspondientes a casos extremos, en que da el resultado completamente exacto; presentaré dos.

El primero, es una columna compuesta, alta, con las dos cabezas muy próximas y unidas por muchas presillas (montantes) más de las que ordinariamente se emplean. En esta columna, compacta y flexible, podemos suponer que

$$\frac{l^2}{5 a^2 S}$$

es mucho mayor que

$$\frac{ad}{K 12 I_m}$$

y que

$$\frac{d^2}{20 I_c}$$

y que los anula; la fórmula queda reducida a

$$P = \frac{5 a^2 S E}{l^2} + 20 \frac{E I_c}{l^2}$$

que es la resistencia exacta.

El otro caso extremo, es el de la figura 18; las proporciones del dibujo indican que se puede suponer

$$\frac{d^2}{20 I_c}$$

muy grande, que anula a

$$\frac{l^2}{5 a^2 S}$$

y a

$$\frac{ad}{K 12 I_m}$$

La fórmula da también la resistencia exacta. Es curioso que en este caso la fórmula de Müller-Breslau, del «Hutte», da una resistencia que excede exactamente en 25 % a la verdadera, que en este caso es

$$P = 20 \frac{E I_c}{d^2}$$

La fórmula del prontuario de «Altos Hornos» también da aquí la resistencia exacta.

En otros muchos casos, naturalmente, los resultados

de la fórmula propuesta no tendrán esta misma exactitud, pero los dos ejemplos y las consideraciones que anteceden, parecen indicar que está bien orientada y que puede aceptarse para todos los casos.

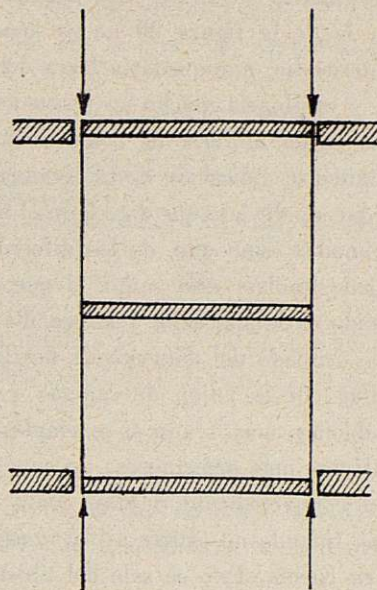


Fig. 18

En la tabla de K y K' he comenzado por $n = 2$. No es fácil hacer que la fórmula pueda dar valores suficientemente aproximados para $n = 1$, sobre todo, en las palizadas del segundo tipo. Es, sin embargo, muy fácil determinar su resistencia.

La de $n = 1$ del primer tipo está representada en la figura 19. El montante no sirve para nada, y la resistencia es la de las cabezas

$$P = 20 \frac{E I_c}{d^2} = 20 \frac{E I_c}{l^2}$$

La de $n = 1$ del segundo tipo es la de la figura 20. Tiene exactamente la misma resistencia que la de la figura 21, suponiendo en ésta que cada uno de sus tres montantes tiene I_m igual al $\frac{1}{3}$ de la I_m de cada uno de los montantes de la figura 20. El lector encontrará fácilmente la demostración, si le interesa. Hay



Fig. 19

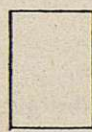


Fig. 20

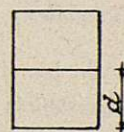


Fig. 21



Fig. 22

que tener en cuenta que la de la figura 20 se deformaría como en la figura 22.

Esto es si, como venimos suponiendo, están sujetas, lateralmente por su parte superior. En caso contrario hay que duplicar su altura para aplicar la fórmula, pero en la de la figura 20 no se añade ningún montante intermedio, que quedaría fuera del centro de la palizada, y cambiaría mucho su resistencia.

Cuando la carga unitaria de compresión excede a las que permiten la aplicación de la fórmula de Euler, nada tengo que añadir a lo que digo bajo el título «Fórmula aproximada», sino que, de los diferentes modos como se puede resolver este punto, el que allí indico me ha parecido el de aplicación más sencilla.

No me he ocupado del aumento de flexibilidad que puede resultar por la unión de cabezas y montantes mediante roblones, mayor aún si se emplean tornillos o procedimientos más defectuosos; se supone que las uniones son completamente rígidas, como si estuviesen soldadas. Cuando no ocurre así el ingeniero deberá tenerlo en cuenta. Esto se sale del objeto del presente trabajo.

Terminaré manifestando que no dudo que sea posible mejorar esta fórmula, pero, para los fines prácticos, tal como va sirve perfectamente, porque permite a cualquier ingeniero calcular una columna o palizada con errores menores del 10 %, mientras que usando las que hoy existen para palizadas, con discreción, se pueden tener errores del 50 % o mayores, en menos, y sin discreción, de casi el 100 %. Las que son más adecuadas para columnas, pueden dar algunos errores en más que, en general no son excesivos, pero pueden tener, a veces, alguna importancia, y si se omiten las advertencias oportunas pueden llegar a dar una resistencia varias veces superior a la verdadera. Todos estos inconvenientes se evitan con la fórmula que presento.

EXPLICACIONES Y CÁLCULOS RELATIVOS AL PROCEDIMIENTO EXACTO

Notaciones adicionales.

f Flecha de las sinusoides.

p' $\frac{1}{2}$ P' . Resistencia al pandeo que corresponde a cada una de las cabezas, sin tener en cuenta la compresión de las mismas.

p_a $\frac{1}{2}$ P_a . Resistencia, por deslizamiento, que corresponde a cada cabeza.

x_1 Abscisa (altura) de un punto infinitamente próximo al primer montante por debajo de éste.

x' Abscisas (altura) de un punto infinitamente próximo al primer montante por encima de éste.

x_2, x Lo mismo para el segundo montante. Etc.

M_1 Momento flector en una cabeza, en un punto infinitamente próximo al primer montante por debajo de éste.

M' Lo mismo, por encima.

μ Momento flector de un montante junto a la cabeza.

b Base de tangentes.

q Coeficiente numérico igual a $\frac{6 I_m}{a I_c} R$.

q_2 Coeficiente igual a $\frac{q}{R} = \frac{6 I_m}{a I_c}$.

q_1 $\frac{q^b}{R} = \frac{6 b I_m}{a I_c}$.

Ante todo aclararé, aunque seguramente así lo ha entendido el lector, que el llamarlo exacto significa que, además de despreciar la compresión de las cabezas, supuestas éstas y los montantes concentrados en sus ejes, que el coeficiente de elasticidad fuera exactamente el supuesto, y que las hipótesis corrientes de la teoría de la elasticidad se ajustasen a la realidad de modo perfecto, la palizada se rompería exactamente bajo la carga calculada. Pero como ninguna de las tres condiciones se cumple de modo absolutamente riguroso, habrá diferencia entre la realidad y los cálculos, lo mismo que ocurre en cualquier problema de resistencia de materiales. En cambio, la fórmula aproximada, aunque las tres hipótesis mencionadas fueran ciertas, no nos daría con exactitud la resistencia. En ello está la diferencia entre uno y otro procedimiento.

Hay, además, otros motivos de error. Si se aplica el procedimiento de modo gráfico, el grado de aproximación dependerá de la precisión y buena vista del operador, y también de su buen criterio acerca de lo que es importante en las construcciones gráficas para obtener la máxima exactitud posible. Operando con

cuidado y habilidad creo que, en general, se obtendrán errores relativos de 1 % o inferiores. Si se pone menos atención, los errores serán del 2 ó 3 %, y difícilmente llegarán al 5 %. Sin embargo, es perfectamente lógico operar, a veces, sin el máximo cuidado, porque, cuando no se persiguen fines de investigación, sino el cálculo de una palizada, nada importa el 5 % de error, y en pocos minutos se puede hacer el cálculo gráfico. En las palizadas que he calculado y que figuran en el cuadro de la página 535, espero que los errores podrán ser del orden de 1 % y que no habrá llegado (o pocas veces) a 2 %. Esto basta, sin embargo, para justificar la irregularidad de las pequeñas diferencias entre estos resultados y los de la fórmula, si aquellos errores han tenido lugar unos en más y otros en menos. También hay que tener en cuenta que los errores relativos de P_A pueden ser mucho mayores, pues si esta fuerza es, por ejemplo, la quinta parte de la total, como se obtiene por diferencia entre ésta y la de deslizamiento, en el caso de incurrir en cada una de ellas en un error de 1 %, en sentidos contrarios, resultará para P_A un error relativo de 9 %. Pero P_A sólo hace falta para fines de investigación.

Si se lleva a cabo el procedimiento numéricamente, lo que no es difícil, y sería mucho más cómodo si se dispusiera de unas tablas de tangentes en función de los ángulos expresados en radianes, se puede obtener la aproximación aritmética que se quiera.

Hechas estas consideraciones generales, entraremos en materia. Hemos de hablar mucho de sinusoides, o de curvas sinusoidales, y, para simplificar las frases, llamaré senoide a toda curva que tenga por ecuación

$$y = f \sin \frac{x}{R}$$

sean cualesquiera los coeficiente f y R , cuya significación se representa en la figura 23. A la longitud πR ,

la llamaremos longitud de onda; a la proporción $\frac{x}{\pi R}$

fase del punto m , y a f , flecha, y diremos que la senoide es de mayor o menor amplitud, según que la flecha sea mayor o menor.

Por la teoría y la fórmula de Euler, de todos conocidas, sabemos que la longitud de onda de la sinusoides

en una barra sometida a pandeo por compresión es igual a

$$\frac{l}{n}$$

siendo n un número entero y que, la única forma que interesa, por ser la única de equilibrio estable, es la

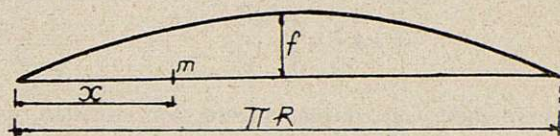


Fig. 23

que corresponde a $n = 1$, que da una longitud de onda igual a l (longitud de la barra). Entonces tenemos

$$P = \pi^2 \frac{EI}{l^2}$$

y, considerando el que llamo círculo de pandeo, que corresponde a la senoide, su radio R , es igual a

$$\frac{l}{\pi}$$

y tenemos

$$P = \frac{EI}{R^2};$$

de estas expresiones se deduce

$$l = \text{longitud de onda} = \pi \sqrt{\frac{EI}{P}}$$

$$R = \frac{l}{\pi} = \sqrt{\frac{EI}{P}}$$

Empezaré por hacer una observación fundamental para todo lo que sigue: Si una barra $a b$ (figura 24)

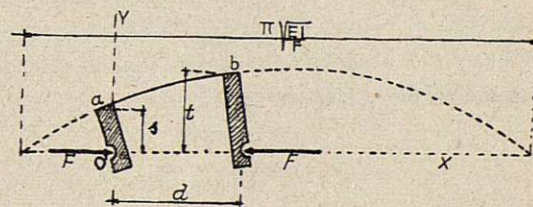


Fig. 24

está sometida a la acción de una fuerza F , cuya dirección forme un ángulo infinitamente pequeño con la barra, ésta tomará la forma de un trozo de senoide,

cuya longitud de onda dependerá únicamente de la fuerza y de las constantes mecánicas de la sección de la barra, pero será independiente de la distancia de la fuerza a la barra, de la longitud de ésta y del ángulo de ambas, siempre que este ángulo se pueda considerar como infinitamente pequeño. La longitud de onda tendrá siempre por valor

$$\pi R = \pi \sqrt{\frac{EI}{F}}$$

Se comprende, con convencimiento, por intuición, que así tiene que ser, a pesar de lo cual demostraré, analíticamente, de modo muy semejante al que figura en todos los tratados para demostrar la fórmula de Euler.

La ecuación diferencial de la elástica referida a los ejes coordenados OX, OY, es:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{F}{EI} y$$

La integral general es:

$$y = A \sin \sqrt{\frac{F}{EI}} x + B \cos \sqrt{\frac{F}{EI}} x$$

Para fijar las constantes vemos que para

$$x = 0, \quad y = s = B$$

para

$$x = d, \quad y = t = A \sin \sqrt{\frac{F}{EI}} d + s \cos \sqrt{\frac{F}{EI}} d$$

de donde

$$A = \frac{t - s \cos \sqrt{\frac{F}{EI}} d}{\sin \sqrt{\frac{F}{EI}} d}$$

y la ecuación de la elástica es:

$$y = \frac{t - s \cos \sqrt{\frac{F}{EI}} d}{\sin \sqrt{\frac{F}{EI}} d} \sin \sqrt{\frac{F}{EI}} x + s \cos \sqrt{\frac{F}{EI}} x$$

que es, efectivamente, la ecuación de una sinusoide de longitud de onda

$$\pi \sqrt{\frac{EI}{F}}$$

Sentado lo que antecede, la base del procedimiento estriba en que los trozos de cabeza correspondientes a cada tramo, supuestos todos de la misma I_m , toman todos ellos la forma de un trozo de sinusoide, y estas sinusoides, de las que cada trozo es una parte, son de diferente amplitud; pero, como acabamos de ver, tienen todas la misma longitud de onda. La figura 25, en la que se han dibujado con flechas muy amplifica-

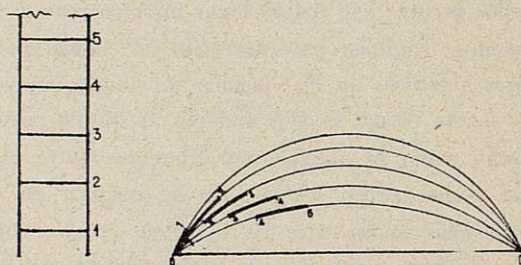


Fig. 25

das, explica lo que queremos decir con esto. La longitud de onda, común a todas las sinusoides, es

$$\pi \sqrt{\frac{EI}{F}}$$

para una barra, en general, y refiriéndonos ya concretamente a la cabeza de la palizada, con las notaciones adoptadas, esta longitud de onda es

$$\pi \sqrt{\frac{EI_c}{p'}}$$

Los diferentes trozos de cabeza: 0-1, 1-2, 2-3, etc., adoptarán la forma que se ve, cada uno en su sinusoide, y tiene que ocurrir, naturalmente, que las tangentes en el punto 3, por ejemplo, a los trozos 2-3 y al 3-4 sean paralelas, puesto que estos trozos están en realidad empalmados unos a otros, por efecto de lo cual forman, en su conjunto, una curva que tiene la forma general de una sinusoide de longitud de onda l (altura de la palizada), pero, aunque esa es su forma general aproximada, en realidad es una serie de

trozos, de longitud d , de sinusoides de longitud de onda

$$\pi \sqrt{\frac{EI_c}{p'}}$$

empalmados unos a otros. En la figura se han dibujado todas las sinusoides con la misma base $O O'$, pero en realidad están descaladas una con relación a otras. Para ponerlas en verdadera posición deberíamos llevar el punto 3 (principio del trozo 3-4), a coincidir con el 3 (final del 2-3) y las bases de las dos sinusoides no coincidirían en dirección horizontal ni en vertical; pero serían paralelas y su longitud de onda seguiría siendo la misma.

Ahora voy a exponer una propiedad fundamental para el procedimiento. En todas las sinusoides de diferentes amplitudes (en la figura 26 se han dibujado tres), la inclinación α de la tangente en puntos de la misma fase, o sea de la misma x , es variable, pero si

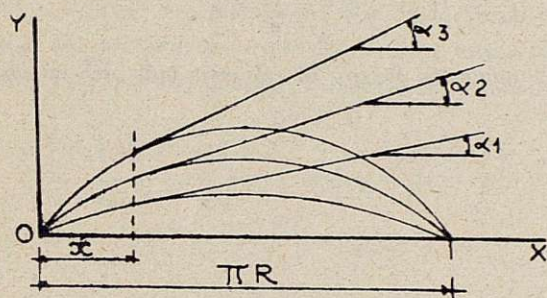


Fig. 26

llamamos $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3 \dots$ a las inclinaciones en estos puntos y $M_1, M_2, M_3 \dots$ a los momentos flectores que sufre cada una en esos puntos tenemos que

$$\frac{M_1}{\alpha_1} = \frac{M_2}{\alpha_2} = \frac{M_3}{\alpha_3} = \dots$$

es decir que, para cada fase, la relación del momento a la inclinación es constante. Pero de una fase a otra varía. Vamos a demostrarlo, pero antes recordaré, porque es esencial, que los ángulos de la elástica, a pesar de su magnitud en el dibujo, son todos infinitamente pequeños e iguales, por lo tanto, a sus senos y tangentes. Es necesario que no se produzca confu-

sión con los senos, cosenos y tangentes de $\frac{x}{R}$, que es un número y, por lo tanto, la expresión de un ángu-

lo, pero que tiene valor finito y, por lo tanto, es muy diferente de sus senos y tangentes.

Vamos a determinar la relación

$$\frac{M_x}{\alpha_x}$$

La ecuación de una senoide de amplitud f y longitud de onda πR referida a los ejes $O X$ y $O Y$ es:

$$y = f \sin \frac{x}{R}$$

$$\alpha_x = \frac{dy}{dx} = \frac{f}{R} \cos \frac{x}{R}$$

El momento que sufre la cabeza en un punto es

$$M_x = p' y = p' f \sin \frac{x}{R}$$

De las dos expresiones anteriores deducimos

$$\frac{M_x}{\alpha_x} = p' R \operatorname{tg} \frac{x}{R} \quad \operatorname{tg} \frac{x}{R} = \frac{M}{\alpha p' R}$$

Por lo tanto, conociendo

$$\frac{M_x}{\alpha_x}$$

deducimos inmediatamente

$$\operatorname{tg} \frac{x}{R} = y \frac{x}{R}$$

y, viceversa, conociendo

$$\frac{x}{R} \text{ o } \operatorname{tg} \frac{x}{R}$$

deducimos inmediatamente

$$\frac{M_x}{\alpha_x}$$

Con esto podríamos ya, en principio, hacer un tanteo para comprobar si una fuerza $P' = 2 p'$ es efectivamente la que resiste una palizada por pandeo.

Para ello determinaríamos la longitud de onda

$$\pi \sqrt{\frac{EI_c}{p'}}$$

de todas las sinusoides y, trazando una con flecha arbitraria, tomaríamos en ella un punto 1 de abscisa $x = 0.1$. El punto 1 es donde se une a la cabeza el primer montante, cuyos extremos habrá girado el ángulo α correspondiente a $x = 0.1$. Podremos, pues,

fácilmente, calcular el momento flector M del montante en el punto 1, que se suma algebráicamente con el M_1 que ya tenía la cabeza, con la cual sabemos el momento M' de la cabeza al otro lado del montante. El ángulo α sigue el mismo a uno y otro lado; el momento ha pasado de M a M' , y la fase ha cambiado de la correspondiente a

$$\frac{x_1}{R} \text{ a la que corresponde a } \frac{x'}{R}, \text{ que se deduce fácilmente de } \operatorname{tg} \frac{x'}{R} = \frac{M'}{p'R}.$$

Podríamos trazar el trozo de senoide del trozo de cabeza 1-2, ya que conocemos el ángulo α y la fase en su origen, y llegaríamos al punto 2, y así, sucesivamente. Si, al llegar al centro de la palizada, la tangente es vertical (o sea, horizontal, en la forma que hemos dibujado las sinusoides), es que la fuerza es efectivamente la de pandeo de la palizada, pues suponemos ésta simétrica. Si no ocurre esto, habrá que tantear de nuevo.

No se olvide que al hablar de $\frac{x}{R}$ y $\operatorname{tg} \frac{x}{R}$, x no es la abscisa del punto referido al origen de la palizada, o sea, la altura del punto, sino la abscisa del punto con relación al origen de su senoide.

Ahora bien, el dibujar trozos de senoide no es cómodo ni práctico, ni se obtendría precisión en los resultados, y lo más interesante del procedimiento consiste en la posibilidad de hacer los tanteos sobre círculos, uno para cada tanteo.

Con las ideas que ya van expuestas se comprende que el desarrollo de media circunferencia ha de ser igual a la longitud de onda

$$\pi R = \pi \sqrt{\frac{EI_c}{p'}} \quad R = \sqrt{\frac{EI_c}{p'}}$$

Este círculo representa a todas las sinusoides de longitud de onda πR , sea cualquiera su flecha o amplitud. Si llevamos sobre él a partir del punto 0 (hemos de volver a la figura 5.^a del principio) una longitud

0 1₁, el ángulo 1₁ C.O tiene por expresión $\frac{x_1}{R}$ (siendo

$x_1 = 0 1_1$) y el valor de $\operatorname{tg} \frac{x_1}{R}$ es $\frac{1_1 G}{CG}$ (los puntos 1₁

1', 2₁, 2', etc., están en la circunferencia y en la escala

de tangentes; en este caso se trata de este último; es fácil comprender en cada caso de cuál se trata). Ahora se ve mejor el significado de la palabra fase, pues

ésta es dicho ángulo $\frac{x_1}{R}$ dividida por π ; la fase guarda proporción directa con un ángulo.

Ya hemos llegado al punto 1₁ (parte inferior del primer nudo). Estudiaremos con detalle el modo de pasar este nudo.

Vamos a suponer que el trozo 0-1, ha adoptado la forma de una senoide de flecha cualquiera f . El momento M_1 vimos que era $M_1 = p'f \operatorname{sen} \frac{x_1}{R}$. Esto es,

antes de pasar por el montante. Veamos la diferencia que éste produce.

Al tratar de la fórmula aproximada, vimos que el momento flector M del montante en el nudo es

$$\mu = \frac{6EI_m}{a} \alpha$$

El momento flector M' al otro lado del montante será

$$M' = M_1 - \mu = p'f \operatorname{sen} \frac{x_1}{R} - \frac{6EI_m}{a} \alpha$$

y

$$\operatorname{tg} \frac{x'}{R} = \frac{M'}{p'aR} = \frac{p'f \operatorname{sen} \frac{x_1}{R}}{\frac{f}{R} \times \cos \frac{x'}{R} \times p' \times R} - \frac{6EI_m}{p'aR} = \operatorname{tg} \frac{x_1}{R} - \frac{6EI_m}{p'aR}$$

El sustraendo del segundo término es independiente de la x del nudo de que se trate, que ahora es x_1 ; tendrá el mismo valor al pasar de x_2 a x'_2 , etc. Es decir, que, al pasar por todos los nudos, el valor de $\operatorname{tg} \frac{x}{R}$

disminuye en la cantidad constante $q = \frac{6EI_m}{p'aR}$, en la que figuran p' y R , enlazados por la fórmula

$$R = \sqrt{\frac{EI_c}{p'}}$$

Podemos expresar el valor de q en función bien de R o bien de p' .

$$q = \frac{6 E I_m}{p' a R} = \frac{6 I_m}{a I_c} R = \frac{6 E I_m}{a \sqrt{E I_c p'}}$$

Este valor de q depende de R , que varía de un tanteo a otro. Pero si tomamos

$$q_2 = \frac{q}{R} = \frac{6 I_m}{a I_c}$$

q_2 es un coeficiente de dimensión $\frac{1}{\text{cm}}$ que es constante

en la palizada y que en los tanteos numéricos será muy útil, porque multiplicado por R de cada tanteo, nos da un número que es la disminución de t .

al pasar por cada nudo.

Volviendo al procedimiento gráfico y al punto x_1 del círculo, si tomamos el punto G , a una distancia de C igual a b (base de tangentes) y por dicho punto G trazamos una vertical, a la que llamaremos escala de tangente, y a partir del punto l_1 tomamos, hacia abajo,

una longitud $l_1 l' = q b = \frac{6 b I_m R}{a I_c}$, tendremos

$$tg l' C O = tg l_1 C O - \frac{q b}{b} = tg l_1 C O - q$$

y, por lo tanto, la prolongación de la línea $C-l'$ nos dará en el círculo el punto l' al que corresponde el valor debido de

$$tg \frac{x}{R}$$

Si tomamos, a partir de éste, en la circunferencia, hacia arriba, una distancia cualquiera menor que d , el ángulo que el radio de dicho punto forma con $C O$ tendrá

$$tg \frac{x}{R}$$

igual a la

$$tg \frac{x}{R}$$

del punto correspondiente de la cabeza, en la sinusoide que ésta adopte, puesto que el desarrollo de medio círculo es igual a la longitud de onda de aquélla. Si

tomamos la longitud $l' 2_1 = d$, el punto 2_1 será respecto al segundo montante lo que el l era respecto al primero, y procederemos de igual modo.

Al llegar al centro de la palizada, por simetría, la tangente a la elástica ha de ser vertical, es decir, paralela al eje coordenado $O X$ de la ecuación de la sinusoide correspondiente al punto medio de la cabeza, lo mismo si este punto medio cae en un montante o en el centro de un recuadro, y la condición para que esto se cumpla es que al llevar el punto central de la palizada sobre el círculo coincida con el B , extremo del diámetro vertical del círculo. En efecto, la tangente a la sinusoide es paralela al eje $O X$ en el punto $\frac{x}{R} = \frac{\pi}{2}$, que es el valor de $\frac{x}{R}$ en el punto B . La tangente de la inclinación de la elástica en este punto es cero. En cambio

$$tg \frac{x}{R} = \infty$$

En el ejemplo de la figura 5.^a el punto l' ha caído por debajo del punto G ; lo mismo puede caer encima. El caer debajo ocurre con más frecuencia en el primero o en los primeros montantes. Ello significa que I_m es bastante grande para cambiar el signo del momento flector de la cabeza y de

$$tg \frac{x}{R}$$

que pasa a ser negativo. La cabeza vuelve la concavidad hacia la derecha (fig. 27) desde O hasta l_1 .

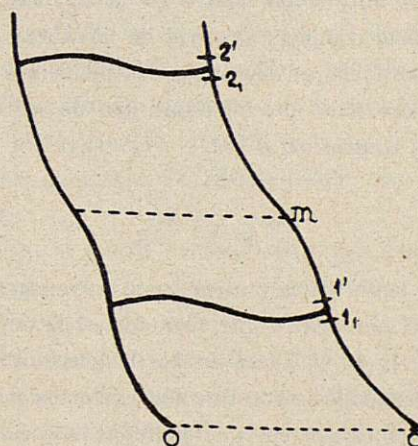


Fig. 27

En el montante cambia y vuelve la concavidad a la izquierda desde 0 hasta m , siendo la distancia l'_m igual a la $l' 0$ del círculo. El punto M es de inflexión, final de lo que hemos llamado longitud de onda, que en realidad es media onda, y principio de la media onda siguiente, con la concavidad otra vez a la derecha. Y en el montante 2, en el ejemplo de las figuras 5.^a y 27, ya no cambia de sentido.

La magnitud $q b$ que tenemos que tomar gráficamente, es la misma en todo un tanteo, pero varía de uno a otro con R. Por lo tanto, es preferible que, al empezar a calcular una palizada, calculemos

$$q_1 = \frac{q b}{R} = \frac{6 b I_m}{a I_c}$$

que, multiplicada por R de cada tanteo, nos da la longitud $q_1 R$ que hay que llevar hacia abajo en los puntos que representan el paso por los montantes. Para reducir al mínimo las explicaciones bajo el título «Procedimiento exacto», al principio, fijé b en 2 cms., que me parece adecuada, porque, si se hace muy grande, los puntos de encuentro de la prolongación de los radios con la escala de tangentes se van fácilmente fuera de los límites del dibujo. Al ser $b = 2$ cms., resulta

$$q_1 = \frac{12 \text{ cms.} \times I_m}{a I_c},$$

que es la expresión que allí doy.

He indicado anteriormente que este procedimiento permite hallar la fuerza que produce el deslizamiento de una H, o sea, de una palizada de HH articuladas, sin tener en cuenta la compresión de las cabezas. Basta considerar que, como ocurre en la fig. 12, con esta fuerza existe completa simetría de la cabeza con relación al punto B, es decir, que los momentos flectores a uno y otro lado del montante han de ser iguales y de signos contrarios, o sea

$$\text{tg} \frac{x'}{R} = - \text{tg} \frac{x_1}{R}$$

Por lo tanto, basta tantear hasta encontrar un valor de R en el que ocurra que, tomando en la circunferencia, a partir de O, hacia arriba, la longitud $\frac{1}{2}d$ (punto l_1) y haciendo la construcción explicada para hallar los l' , éstos caigan en la circunferencia y en la escala de tangentes, por debajo del diámetro horizontal, simétricamente con relación a los l_1 . Por esta razón, en

mis apuntes había designado a esta fuerza de deslizamiento por la expresión «fuerza de simetría». Si continuásemos el tanteo a los demás tramos de la palizada, se repetirían indefinidamente los mismos dos radios y dos pares de puntos, en la circunferencia y en la escala de tangentes, como debe ser.

Vamos ahora a demostrar la fórmula exacta de la fuerza de deslizamiento que indicamos en las explicaciones de la fórmula aproximada. Substituyendo

$$\text{tg} \frac{x'}{R}$$

por

$$- \text{tg} \frac{x_1}{R}$$

en la fórmula

$$\text{tg} \frac{x'}{R} = \text{tg} \frac{x_1}{R} - \frac{6 E I_m}{p_d a R}$$

y teniendo en cuenta que $x = \frac{1}{2}d$, deducimos

$$\text{tg} \frac{x_1}{R} = \frac{3 E I_m}{p_d a R}$$

$$p_d = \frac{3 E I_m}{a R \text{tg} \frac{x_1}{R}} = \frac{3 E I_m \sqrt{\frac{p_d}{E I_c}}}{a \text{tg} \frac{x_1}{\sqrt{\frac{E I_c}{p_d}}}} = \frac{3 E I_m \sqrt{\frac{p_d}{E I_c}}}{a \text{tg} \left(\sqrt{\frac{p_d}{E I_c}} \times \frac{1}{2} d \right)}$$

y multiplicando por dos

$$P_d = \frac{6 E I_m \sqrt{\frac{1}{2} \frac{P_d}{E I_c}}}{a \text{tg} \left(\sqrt{\frac{1}{2} \frac{P_d}{E I_c}} \times \frac{1}{2} d \right)}$$

que es la fórmula que queríamos demostrar.

Basándose en todo lo que antecede, sería posible escribir una ecuación trascendente en la que la incógnita fuese P' , en vez de P_d , pero sería mucho más

complicada. El procedimiento de tanteo equivale a la resolución de dicha ecuación.

Es también posible con este procedimiento, no sólo hallar la resistencia al pandeo, sino también en el caso de que éste se iniciase, determinar el estado clásico de la palizada, no el absoluto, que en el pandeo carece de significación, sino la proporción de los momentos flectores de unos puntos a otros, es decir, un estado elástico igual a uno cualquiera de los infinitos que se pueden producir, todos ellos iguales salvo el coeficiente de proporcionalidad de cada uno. Es fácil, pero lo omitiré para no alargar más, indicando únicamente que, en mi proyecto lo hice para la 5.ª palizada del viaducto y resultó un estado elástico semejante al indicado en la figura 28, en el cual, de acuerdo con los rozamientos expuestos en las explicaciones de la fórmula aproximada, los momentos flectores de los puntos medios de los trozos de cabeza, forman la curva O A C D E B que es muy aproximadamente una sinusoide, que es la del momento flector debido a la curvatura general de la cabeza de extremo a extremo de la palizada, que aumenta la resistencia de ésta. El momento flector de todos los puntos a lo largo de la misma está representado por la línea O 1₁ 1' A 2₁ 2' C. 3, etcétera, que es la suma del momento flector general y de los momentos flectores en zig-zag, que son los comprendidos entre las líneas O A C D E B y la línea O 1₁ 1' etc.

Explicaré brevemente el modo de emplear el procedimiento numéricamente. Se procede como sigue. Se calcula q_2 ; vamos a suponer

$$q_2 = \frac{1}{200} \times \frac{1}{\text{cm.}}$$

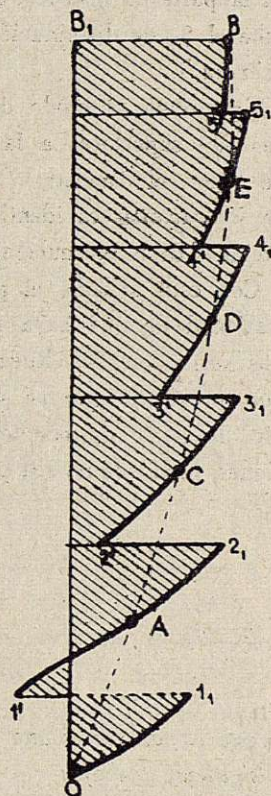


Fig. 28

Supongamos que se trata de una palizada del primer tipo, en la que

$$d = 1,57 \text{ m.} \left(= \frac{\pi}{2} \text{ m.} \right),$$

y empezamos a tantear $R = 1 \text{ m.}$ Tendremos

$$q = q_2 R = \frac{1}{200} \times \frac{1}{\text{cm.}} \times 1 \text{ m} = \frac{1}{2}.$$

Para el punto 1₁

$$x_1 = 0,785 \text{ m} = \frac{\pi}{4} \text{ m.}$$

$$\frac{x_1}{R} = \frac{\pi}{4} = 45^\circ$$

$$\text{tg} \frac{x_1}{R} = 1$$

Hemos llegado al montante; vamos a ponerla

$$\text{tg} \frac{x'}{R} = 1 - q = 1 - \frac{1}{2} = \frac{1}{2}$$

Ahora tenemos que añadir $d = 45^\circ - x' = 26^\circ 34'$

$$= x_2 = 26^\circ 34' + 45^\circ = 71^\circ 34'$$

y así continuaríamos hasta ver si el punto del círculo correspondiente al central de la palizada era el B, para el cual $x = 90^\circ$.

Lo mismo en el procedimiento numérico que en el gráfico se podría, si se quisiera, no determinar la resistencia de la palizada proyectada, sino modificar ésta para que se ajuste al tanteo efectual. Si, por ejemplo, desde el último montante antes del punto medio de la palizada hay 1,80 m. hasta éste, y, al llevarlo en el círculo, nos sobran 20 centímetros, podremos acortar dicho último tramo o semitramo de la palizada, que así quedará perfectamente ajustada al tanteo, y esto puede hacerse, no sólo con el último tramo, sino con todos los demás.

También se puede (y esto sería más constructivo) si se quiere ser muy exacto, conservar las dimensiones de la cuadrícula de ejes de cabezas y montantes, pero cambiar algo el momento de inercia del último montante antes de llegar al centro de la palizada; haciendo la construcción al revés, tomando d o $\frac{1}{2}d$, desde B hacia atrás podemos ver que el valor de q_1 E nos hubiese hecho falta la última vez para llegar exac-

tamente al punto B, y proporcionar ese montante dándole la I_m que cumpla la condición

$$q_1 R = \frac{6 R b I_m}{a I_c}.$$

De ese modo la palizada estará exactamente en las condiciones previstas.

Puede darse muchas veces el caso de que en los extremos inferior y superior de la palizada no exista precisamente un montante, sino un empotramiento en un macizo o piso. Se puede evaluar, aunque sea a sentimiento la I_m de un montante que diera la misma rigidez. Si ésta fuese absoluta, por empotrarse, por ejemplo, las cabezas de la palizada en un fuerte macizo de hormigón, $I_m = \infty$ $q = \infty$ y la primera vez que se lleva d en el círculo hay que arrancar desde el extremo inferior del diámetro vertical.

Sólo queda justificar sucintamente el modo de pasar de P' a P , o sea ver lo que disminuye P' al tener en cuenta la compresión de las cabezas. Cabría estudiar un procedimiento exacto para tener esto en cuenta, pero ofrece complicaciones, porque la exactitud de éste se basa en que los dos extremos de un montante están en horizontal, y podría basarse en conocer exactamente el ángulo que forma con la horizontal, y este ángulo depende de la compresión variable a lo largo de la cabeza, desde abajo hasta el montante de que se trate. No merece la pena abordar ese estudio.

Por lo tanto, la rectificación tiene el carácter de aproximada, y he creído lo mejor restar de la P' obtenida, la misma diferencia $P' - P$, que nos resultaría con la fórmula aproximada, y limitando dicha dife-

rencia a la que resulta en el primer término de aquella fórmula. La diferencia en el segundo término es muy pequeña, y prescindir de ella va del lado de la seguridad.

Así, pues

$$\begin{aligned} P' - P &= \frac{E}{\frac{a d}{K 12 I_m} + \frac{d^2}{20 I_c}} - \frac{E}{\frac{l^2}{5 a^2 S} + \frac{a d}{K 12 I_m} + \frac{d^2}{20 I_c}} = \\ &= \frac{E}{\frac{l^2}{5 a^2 S} + \frac{a d}{K 12 I_m} + \frac{d^2}{20 I_c}} \times \frac{\frac{l^2}{5 a^2 S}}{\frac{a d}{K 12 I_m} + \frac{d^2}{20 I_c}} \end{aligned}$$

Se puede dar a la diferencia $P' - P$, a restar de P' , cualquiera de las dos formas que anteceden. He dado en la parte de instrucciones la segunda, para que resalte el % de disminución; quizá sea más sencilla la primera.

En cuanto al modo de proceder, cuando las cargas son superiores a las admisibles con la fórmula de Euler, el comentario a lo que indico en la parte de instrucciones es idéntico al que hice en las explicaciones de la fórmula aproximada.

Con esto termino el presente trabajo con la contrariedad de que haya resultado más extenso de lo que sería deseable. Ruego indulgencia en atención a que, previendo que así sería, he destacado, al principio, la parte de resultados, conclusiones e instrucciones, para que no sea preciso leer todo lo demás.

Mayo-1950.

Escuchada con sumo interés esta exposición y una vez finalizada, la Presidencia otorga la palabra al autor del siguiente trabajo:

N.º 115. - Algunas ideas sobre aplicaciones del sistema de pilotaje «in situ» por aire comprimido

Autor: D. SALVADOR MONTAGUT CUADRAT

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

En el mes de agosto del año último, la Revista de Obras Públicas insertó un artículo bajo el título de «Un nuevo procedimiento para la construcción de Pilotes de hormigón armado «in situ», en el que describíamos el sistema español «Capblanch» de cimentación, aplicado a la construcción de pilotes moldeados en el terreno, en las condiciones corrientes, que se ha venido utilizando el pilotaje hasta el presente.

En primer lugar describíamos allí el fundamento del sistema «Capblanch», que no es otro que el de los cajones de aire comprimido, suprimiendo el trabajo humano dentro de las cámaras de presión, mediante la serie de dispositivos que allí indicábamos y cuyo funcionamiento es de gran sencillez.

A continuación señalábamos las características de los pilotes que se obtenían con esta nueva técnica y que, fáciles de predecir al conocer su forma de ejecución, se han confirmado plenamente en la práctica, tanto en lo que se refiere a pruebas de carga, como a la calidad del hormigón obtenido.

Después de reseñar unas pruebas realizadas, llegábamos a unas conclusiones que terminábamos con el siguiente párrafo:

«Con lo expuesto se comprenderá fácilmente que, además de cimentaciones a cualquier profundidad dentro del agua y con cualquier terreno, los pilotes «Capblanch» tiene múltiples aplicaciones en construcción de muelles, pantallas impermeables (fundadas en el aumento de diámetro a causa del apisonado), tablestacados aprovechables para cimientos, etc.».

Esta indicación que allí hacíamos es la que nos ha movido a concurrir a este II Congreso Nacional de Ingeniería, desarrollando parcialmente el contenido del mencionado párrafo y presentado a la consideración de los señores congresistas ALGUNAS IDEAS SOBRE APLICACIONES DEL SISTEMA DE PILOTAJE «IN SITU» POR AIRE COMPRIMIDO.

Como su título indica, no aspiramos a presentar un estudio minucioso de un problema determinado, misión más propia del proyecto de cada obra, sino a exponer unas ideas generales de cómo se podría aplicar en algunos casos, a nuestro criterio, ventajosamente, el sistema de pilotaje «Capblanch» por aire comprimido.

Este sistema de cimentación puede conducir, como

más adelante veremos, en muchos casos a simplificar y mejorar las formas constructivas corrientes, y en algunas ocasiones, a soluciones totalmente nuevas de algunos de los problemas que en la construcción se presentan, cuando se trabaja por debajo del nivel freático.

Quede bien sentado que nuestra intención, en todo lo que sigue, no es descubrir nada nuevo, y que aspiramos únicamente a poner al servicio de los ingenieros algunas someras ideas sobre las posibilidades que se abren al eliminar el límite, en profundidad, de las cimentaciones con aire comprimido, y también, sobre las aplicaciones prácticas que el aumento de diámetro de estos pilotes puede tener.

CIMENTACIÓN CON PILOTES «IN SITU» DE OBRAS EMPLAZADAS SOBRE LÁMINAS DE AGUA DE CONSIDERABLE ESPESOR

Cuando el espesor de la lámina de agua que se ha de salvar no sea excesivamente elevado (10 a 15 m. como máximo), la mayoría de las obras que no transmiten sobre sus apoyos reacciones horizontales importantes, pueden ser apoyadas ventajosamente sobre pilotes de hormigón contruídos «in situ». No queremos describir aquí las ventajas de los pilotes «in situ» sobre los prefabricados, ya que las modernas teorías sobre pilotaje reducen cada vez más el campo de aplicación de estos últimos.

Los pilotes «in situ» por aire comprimido se aplican en estos casos de la siguiente manera: Desde una plataforma, que puede ser flotante o no, según el espesor y las características de la lámina de agua, se coloca vertical o coincidente con el pilote que se va a construir, un tubo-molde metálico, formado por dos mitades que cierran herméticamente y que pueden separarse desde la plataforma de trabajo. Cuando este tubo-molde se apoya en el fondo, se hinca la longitud precisa para que quede fijo en el terreno y no pueda experimentar desplazamientos laterales. Depende esta longitud de hinca, como es natural, de la naturaleza del terreno. En muchos casos será necesario vaciar su interior con una sonda para facilitar dicha penetración.

Sujeto por su parte inferior en el terreno, se amarra por la superior a la plataforma de trabajo, y se com-

prueba si su eje coincide con el del pilote que se va a construir.

El diámetro interior de este tubo-molde ha de ser de 15 a 25 centímetros superior al exterior de los tubos que hayan de utilizarse en la construcción del pilote.

Por el interior del tubo-molde y perfectamente centrado con él, lo que resulta facilísimo con unas guías, se introduce el tubo para la construcción del pilote, que se hinca hasta la profundidad prevista en el proyecto,

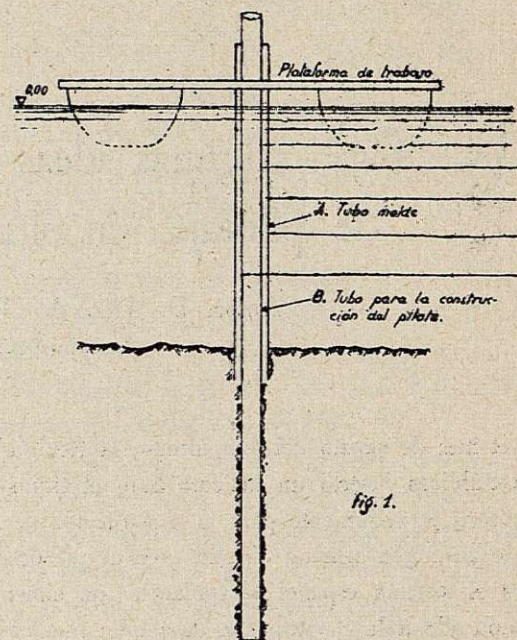


Fig. 1.

extrayendo el terreno de su interior mediante la sonda adecuada.

En el esquema adjunto, fig. 1, puede verse la posición de ambos tubos y el terreno, al terminar la perforación.

Estos pilotes llevan, por lo general, dos armaduras. Una, la correspondiente a la parte de pilote propiamente dicho, se coloca por el interior del tubo B y puede limitarse a la zona enterrada, o bien, prolongarse a toda o parte de la zona sumergida. La otra, que forma la verdadera armadura de la parte sumergida, se coloca entre los tubos A y B y alcanza desde el borde inferior del tubo A hasta encima del nivel del agua.

Así como para la armadura interior son suficientes, por lo general, 6 redondos de 12 ó 14 mm., con

los correspondientes estribos, la importancia de la segunda depende de las condiciones de trabajo del pie derecho.

Las armaduras han de tener los estribos soldados exteriormente a las barras longitudinales (característica de los pilotes «Capblanch», ya que el martillo apisonador, con el roce, rompería las ataduras), salvo en el caso de que la armadura interior se prolongue hasta el nivel del agua, pues en tal caso la exterior no precisa tener los estribos soldados.

Colocadas las armaduras, se acopla al borde superior del tubo-molde A un anillo que aprisiona al tubo B, con un dispositivo de caucho que cierra herméticamente al existir presión de aire entre los dos tubos, de tal forma que el tubo B se puede deslizar dentro del A como si fueran émbolo y cilindro, respectivamente.

El anillo de cierre lleva una válvula de seguridad, graduada a una presión ligeramente superior a la del agua en el borde inferior del tubo A.

Dispuesto todo así, se acopla la campana utilizada en la construcción de los pilotes «Capblanch» al tubo B y se inyecta aire comprimido tanto a la campana como a la cámara existente entre los dos tubos, iniciando el hormigonado exactamente igual que en un pilote normal por aire comprimido.

Veamos lo que ocurre durante el hormigonado.

Al ser expulsada el agua, tanto del interior del tubo B como de la cámara existente entre los dos tubos, el aire escapa por el borde inferior de ambos y asciende, generalmente, por la cara exterior del tubo hacia la superficie, produciendo el borboteo característico de los cajones y pilotes por aire comprimido. Por esta causa, si no existiera presión en la cámara entre los dos tubos, el aire que sale por el borde inferior del tubo B, se escaparía por dicho espacio (línea de mínima resistencia) y en su movimiento ascensional arrastraría partículas del terreno que lo llenarían por completo, lo que imposibilitaría su hormigonado posterior. La presión de aire existente en dicha cámara evita todos estos efectos, y el aire, al escapar, tanto de un recinto como del otro, llega a la superficie por la cara exterior del tubo A.

El hormigonado, hasta que el borde inferior del tubo B llega a la altura del tubo A, se hace con fuerte

apisonado y, por lo tanto, consiguiendo la máxima expansión lateral y rugosidad en el fuste. A partir del momento que los bordes inferiores de los dos tubos coinciden en profundidad (2.^a fase), el apisonado ha de ser más suave, e incluso puede ser substituído por vibrado, ya que el terreno que servía de molde hasta ahora al hormigón es reemplazado por el tubo-molde A, y, por lo tanto, sólo se precisa que el hormigón sea compacto, eliminándose la expansión lateral y la rugosidad del fuste, características que hasta este momento eran de gran importancia.

Como fácilmente se deduce, en este momento se establece automáticamente una comunicación, por debajo del borde del tubo B, entre los dos recintos, y se puede cerrar una de las entradas de aire.

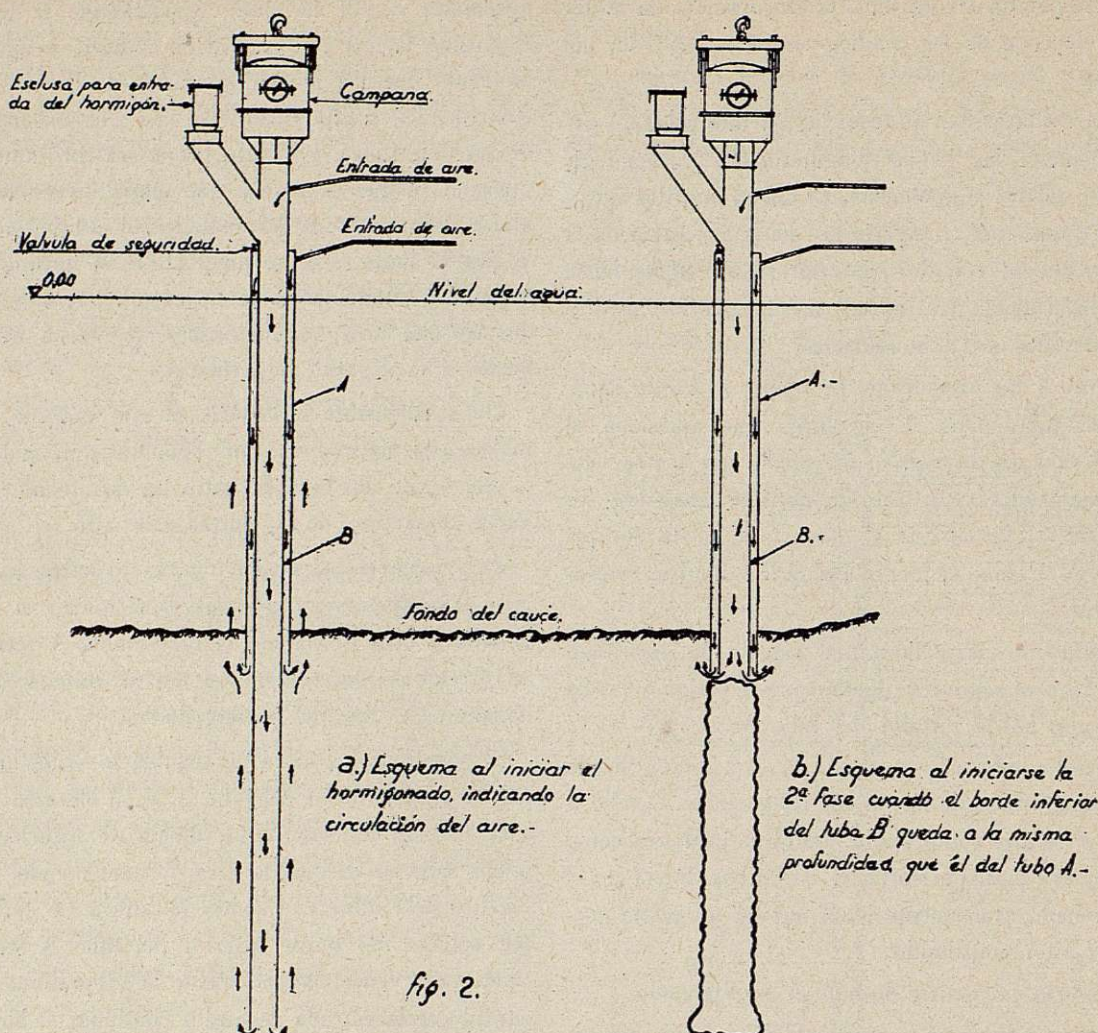
Para mejor comprensión de cuanto antecede, la figura 2 representa un esquema a) al iniciar el hormigonado y otro b) cuando el tubo-molde A reemplaza al terreno en esa función, o sea al empezar lo que llamamos 2.^a fase del hormigonado.

El hormigón taponará en seguida la salida del aire por la parte inferior del tubo A, y, al elevarse la presión interna, funcionará la válvula de seguridad, dejando salir el exceso de aire y manteniendo fija la presión del interior. Cuando la altura de hormigón por encima del borde inferior del tubo A sea suficiente para vencer holgadamente la subpresión, podría paralizarse la entrada de aire y continuar el hormigonado retirando paulatinamente el tubo B, si bien esta operación no es necesaria ni tampoco muy conveniente, ya que la presión del aire comprime el hormigón dándole mayor compacidad, y no representa dificultad alguna para el trabajo.

Una vez hormigonado hasta una cota superior al nivel del agua, está terminado el pilote. El tubo-molde A se retira al cabo del tiempo necesario para que el hormigón esté fraguado y pueda continuar el endurecimiento por sí solo, sin molde. Generalmente se puede retirar a los tres o cuatro días.

De esta manera habremos obtenido un pilote, tal como se indica en la figura 3, con las siguientes características:

- 1.º Una parte enterrada de gran rugosidad y perfectamente hormigonada, ideal para soportar elevadas cargas, así como para resistir el arranque.



2.º Una parte lisa sumergida que opondrá la menor resistencia al efecto mecánico del agua.

3.º Un perfecto monolitismo entre las dos partes, consecuencia de su forma de ejecución.

4.º Una distribución de armaduras, que, unida a la calidad de todo el hormigón, nos proporciona un conjunto con todas las características adecuadas al trabajo que ha de desarrollar.

Debemos recalcar que la reducción de peso de esta solución, comparada con la de pilas macizas, es un factor de gran importancia, que, en los casos en que el terreno firme no se encuentre a profundidades asequibles, se traduce en una gran economía.

Es fácil deducir que la profundidad que se puede alcanzar con estos pilotes casi no tiene teóricamente limitación, pues el terreno, según su naturaleza, reduce

considerablemente el efecto de pandeo de la parte enterrada o lo anula totalmente.

En la parte sumergida podría llegarse a que este efecto fuera de gran importancia, lo que se evita con la solución que, quizá llevados un poco de la moda, llamamos de «pilas prefabricadas» y que más adelante veremos.

La limitación viene señalada únicamente por los medios mecánicos que se empleen, y éstos pueden hacerse de las características que haga falta, ya que el hombre ha de trabajar al aire libre y por ello no precisa ni ser seleccionado físicamente ni someterse a las precauciones y limitaciones que el trabajo en cámaras de aire comprimido exigen.

En Norteamérica se han hecho apoyos o pilotes con tubos de acero hincados hasta la profundidad previs-

ta, y se los rellena después de hormigón, dejando los tubos perdidos.

Parte de un edificio para teléfonos en Oakland, California, fué cimentado de esta manera. Un estudio comparativo les llevó a descartar, por su mucho peso y por

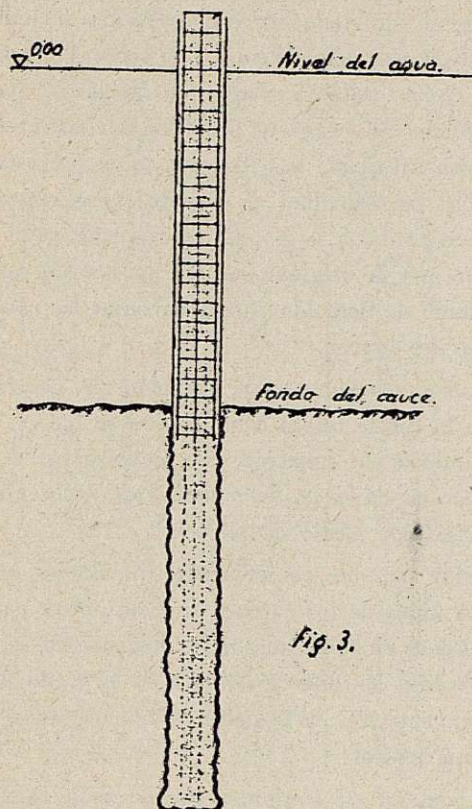


Fig. 3.

su coste, los cajones de aire comprimido, y adoptaron, después de varios tanteos y ensayos de laboratorio, la solución de hincar tubos de acero de 45 centímetros de diámetro, distanciados entre ejes 1,07 m. La profundidad de hincia fué de unos 16,00 m. y ésta se efectuó con una maza de 4,5 Tm. y 1,07 m. de altura de caída.

El vaciado de los tubos, una vez hincados, se realizó por chorro de agua y aire a presión, dejando sin extraer un metro de terreno sobre el borde inferior de los tubos. Este tapón se compactó mediante una maza. Ignoramos la eficacia de esta operación.

Los pilotes estaban calculados para resistir principalmente por rozamiento lateral. La solución adoptada de fuste de acero explica las grandes longitudes resultantes para soportar solamente 90 toneladas.

Durante la guerra empleó el mismo sistema en obras marítimas, solución que, a nuestro criterio, úni-

camente las circunstancias bélicas justifican plenamente.

A nuestro modo de ver, y como solución normal, esto presenta los siguientes inconvenientes:

a) El valor del tubo es demasiado importante para no recuperarlo y, si esto lo pueden hacer en Norteamérica, nosotros no somos lo suficientemente ricos para permitirnos esos gastos innecesarios y aún contraproducentes.

b) El pilote obtenido es de paredes metálicas muy lisas en toda su longitud, lo que representa elevada disminución de la capacidad de carga, cuando la base no alcanza el terreno firme.

c) El hormigonado se inicia con hormigón sumergido hasta que la altura de hormigón sea suficiente para que, actuando como tapón, evite la entrada de agua y resista la subpresión que se establece al agotar el tubo.

d) Precisamente, por las paredes lisas del pilote, el trabajo en punta será considerable al oxidarse el tubo, y de ello resulta que este hormigón sumergido que forma la parte inferior, estará sometido a fuerte trabajo.

Cuando la obra esté emplazada en el mar y haya que prever el efecto químico del agua sobre el hormigón, en muchos casos no resultará aconsejable el uso de cementos puzolánicos, ya que éstos disminuyen considerablemente la resistencia de la obra.

En el XVII Congreso Internacional de Navegación, celebrado en Lisboa en septiembre de 1949, las recomendaciones de la Ponencia General a la Comunicación 2.^a «Comprobaciones recientes y nuevas precauciones respecto a la descomposición de los morteros y hormigones en el agua del mar», insisten fundamentalmente en que la esmerada elección de áridos y ejecución del hormigón, la compacidad e impermeabilidad del mismo y la puesta en contacto con el agua del mar cuando el hormigón ha terminado su endurecimiento, son factores muy importantes para mejorar el comportamiento del hormigón al efecto del agua del mar.

Precisamente del estudio detenido de estas recomendaciones hemos llegado a una modificación del proceso antes descrito, cuando sea de temer el ataque del agua del mar a los fustes de los pies derechos.

La modificación consiste en substituir el tubo-molde A antes descrito, por un tubo de hormigón arma-

do, centrifugado que no se recupera, y cuya superficie interior es rugosa; se procede en todo lo demás exactamente igual a como hemos dicho.

Con esta solución, el tubo de hormigón centrifugado, de elevada dosificación, muy compacto, impermeable y totalmente endurecido al ponerlo en obra, sirve de coraza protectora al hormigón que forma el pie derecho propiamente dicho, cumpliendo todas las recomendaciones del citado Congreso, a la vez que coopera a la resistencia al formar un todo monolítico.

La superficie exterior de este tubo, muy lisa, definiendo la obra del efecto mecánico del agua, que, como sabemos, va íntimamente ligado al efecto químico.

Por cuanto queda expuesto, creemos que fácilmente los señores congresistas pueden deducir las características de estas soluciones, que no queremos considerar como nuevos inventos, pero sí como aplicaciones interesantes y aconsejables en algunos casos, del sistema español «Capblanch», de construcción de pilotes «in situ» por aire comprimido.

PILAS PREFABRICADAS

Acabamos de describir la construcción de apoyos formados por pilotes cuando la lámina de agua no es muy elevada, 10 a 15 metros como máximo, y debemos aclarar que estas cifras no pueden tomarse en sus valores absolutos, pues habrá obras cuyas características, por ejemplo, corrientes rápidas con muchos e importantes cuerpos flotantes, no aconsejen el uso de pilotes aislados, aun siendo el espesor de la lámina de agua inferior a 10 metros, y otras, con más de 15 metros de agua, cuya mejor solución nos llevará a pilotes aislados de gran diámetro. Así, pues, las cifras citadas no tienen más valor que el de una orientación, sin que puedan interpretarse como un límite perfectamente definido de aplicación de lo expuesto.

También hemos dicho que es el pandeo de la parte de fuste sumergida lo que nos señala el límite de aplicación de los pilotes aislados, y, si bien podría aumentarse el diámetro de éstos y la armadura para extender su aplicación a mayores láminas de agua, llegamos a un punto en el que el aumento de diámetro no es aconsejable ni técnica ni económicamente. Cuando así ocurre, proponemos la solución que, tal vez un poco ampulosamente, llamamos de «pilas prefabricadas».

El eminente y distinguido ingeniero de Caminos y profesor, don Alfonso Peña, en su proyecto de puente sobre el río Tajo aguas arriba de Lisboa, donde las profundidades de agua eran de 40 metros, proyectó la primera aplicación que nosotros conocemos de «pilas prefabricadas». Superior esta altura de agua, a la que se puede alcanzar con los cajones de aire comprimido, no era aplicable este sistema, y el señor Peña proyectó sus «pilas prefabricadas», que quedaban apoyadas en el fondo del cauce, y propuso la construcción de una cama artificial, caso de que aquél presentase inclinación. La dificultad de construir una cimentación propiamente dicha a la pila, se resolvía en el citado proyecto con la original idea de aprovechar la fuerza ascensional de flotación para no rebasar las cargas admisibles del terreno.

Nosotros proponemos la solución de construir la pila en la forma que a continuación se indica, llevándola también por flotación a su emplazamiento y, una vez colocada en su posición definitiva, construir la cimentación por medio de pilotes.

Resulta así, que las enormes dificultades que presenta la hincas de los cajones de gran altura para proporcionarles cimiento adecuado, desaparecen, pues, una vez ubicadas las pilas apoyando en el fondo del cauce la cimentación «a posteriori» no constituye ningún problema nuevo.

La pila, en su conjunto, es un cajón flotante del que las paredes son los paramentos de la pila, que se construyen de la fábrica que se desee, y cuyo fondo está formado por una solera resistente de mayores dimensiones que la base del fuste de la pila, tal como puede apreciarse en la semi-planta de la figura 4. Las dimensiones de esta solera vendrán determinadas, en cada caso, por el número de pilotes exteriores previstos para la cimentación, por las condiciones de flotabilidad del conjunto, por las características del fondo del cauce, etc. Como norma general, la solera debe tener las dimensiones de la base del cuerpo de la pila aumentadas en $4D$, siendo D el diámetro exterior de los tubos que se empleen en la construcción de los pilotes, con el objeto de que, al hacer los agujeros para los pilotes de contorno, quede un espesor mínimo aceptable de la pared.

En esta solera, tal como puede apreciarse en la ya citada figura 4, se dejan los agujeros necesarios para

la construcción de los pilotes A de contorno o exteriores, que se sitúan tangentes a la base del cuerpo de la pila. No es conveniente construir más de una fila de pilotes exteriores, pues ello obligaría a aumentar grandemente el espesor de la losa o su armadura.

Sem-planta.

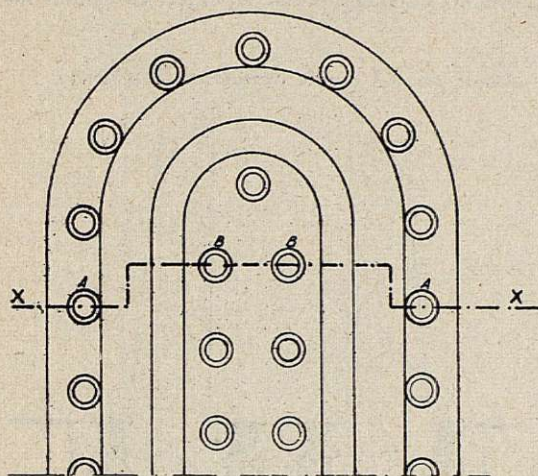


Fig. 4.

En el interior del cajón que forma la pila se dejan también en la solera unos agujeros B para la construcción de los pilotes interiores.

En la figura 5, que representa una sección por XX

Sección XX.

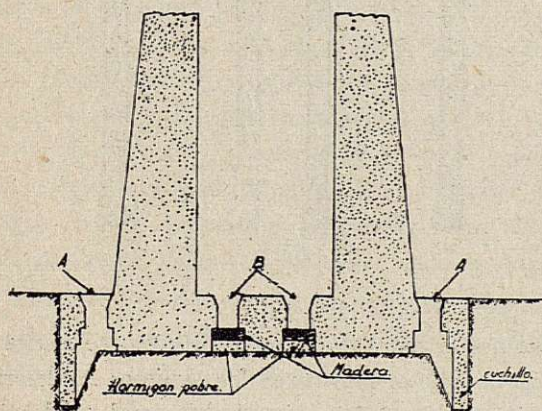


Fig. 5.

de la anterior, puede apreciarse claramente la forma de los agujeros interiores y exteriores, así como de la solera. Hemos supuesto en esta sección, que ya el

cajón está a pique y el cuchillo o bisel que tiene la solera, hincado en el fondo del cauce.

Los agujeros A tienen un escalonamiento aumentando el diámetro hacia abajo, con el fin de contrarrestar el efecto de punzonamiento, que no obstante deberá tenerse en cuenta al calcular la solera.

Los agujeros B se taponan mediante unas maderas circulares aprisionadas entre una capa de hormigón pobre y con la suficiente resistencia para soportar la presión del agua durante la flotación y el hundimiento.

En la figura 6 hemos incluido un detalle del dispositivo de este tapón.

Como puede apreciarse en la figura 5, la solera tiene en su parte inferior, y limitando su contorno, un cuchillo o bisel, cuya altura depende de las características de la pila y, principalmente, de la naturaleza del terreno del fondo del cauce.

En una grada, varadero o lugar adecuado se construyen la solera y aquella parte del cuerpo de pila

B

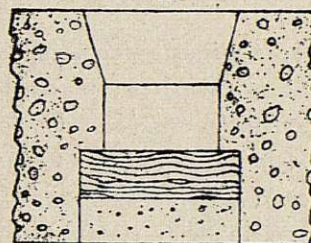


Fig. 6.

que sea conveniente para el lanzamiento y flotación del conjunto. Se taponan como hemos dicho los agujeros B interiores.

Transcurrido el tiempo necesario se procede al lanzamiento, y, por flotación, se lleva al lugar que debe quedar emplazada la pila. Una vez esto conseguido, se va recreciendo el cuerpo de la pila y paralelamente se va provocando el hundimiento dando entrada al agua al interior del recinto por mediación de válvulas en el fondo, si se ha adoptado esta solución, o utilizando bombas adecuadas.

Cuando el cuchillo se apoya en el fondo se llena de agua todo el cajón para motivar su hincada y, una vez esto conseguido, se está en condiciones de empezar la cimentación.

Puede ocurrir que la pila quede ligeramente inclinada, a pesar de haber igualado el fondo, pero esto

no es ningún inconveniente grave, ya que extrayendo terreno por los agujeros A de la parte que haya quedado alta por medio de una sonda, se provoca el hundimiento lento por este lado hasta conseguir la verticalidad definitiva. A veces es suficiente la entrada de agua por la válvula de fondo de la parte menos hincada, suponiendo que esta válvula exista, para corregir la inclinación.

Para ejecutar la cimentación se colocan los tubos para la construcción del pilote por uno de los agujeros A, lo que no resulta difícil por la forma de embudo de la parte superior de todos ellos, y se van hincando en el terreno a medida que se extraen los productos de su interior con la sonda adecuada. Alcanzada con la perforación la cota prevista en el proyecto o que el conocimiento del terreno aconseje para la base del pilote, se coloca la armadura, se acopla la campana y se hormigona exactamente igual que un pilote normal por aire comprimido, hasta la cara superior de la solera, momento en que el pilote estará terminado.

Se procede de la misma manera con otro pilote A, del lado opuesto, ya que no es conveniente hacer todos los pilotes de contorno seguidos, debido a que, una vez cimentado uno de los paramentos, podría producirse asiento en el opuesto. Por ello es aconsejable construir primero un pilote en cada lado del contorno y seguir así hasta tener la pila perfectamente asegurada, sin posibilidad de ningún asiento.

Una vez terminados los pilotes exteriores se sigue con los del interior del recinto, B. Para éstos, se colocan los tubos en los agujeros de la solera, lo que también es facilitado por su forma de embudo igual al de los A, y, una vez asegurada la verticalidad del tubo, se rompe mediante un trépano o maza adecuada al tapón de madera y hormigón pobre a que antes nos hemos referido, y se introduce después el tubo hasta el terreno y se continúan las operaciones igual que antes.

Con esta gran sencillez se ejecutan los cimientos de la pila, que quedan tal como se indica en la figura 7, en la que representamos la misma sección de la figura 5, una vez terminados los pilotes, cimentación que a nuestro modo de ver reúne todas las garantías técnicas deseables.

Transcurrido el tiempo conveniente se rellena el

cajón en su totalidad o parcialmente con hormigón ligero o normal, o aún con otros materiales, dependiendo ello de las características de cada caso.

Puede presentarse el caso de que sea conveniente dar a la solera y al cuerpo de la pila las dimensiones mínimas posibles, para lo cual los paramentos se proyectarán verticales o con muy poca inclinación. Cuando así ocurra, podemos dar al cajón en planta las di-

Sección por XX con la cimentación construida.

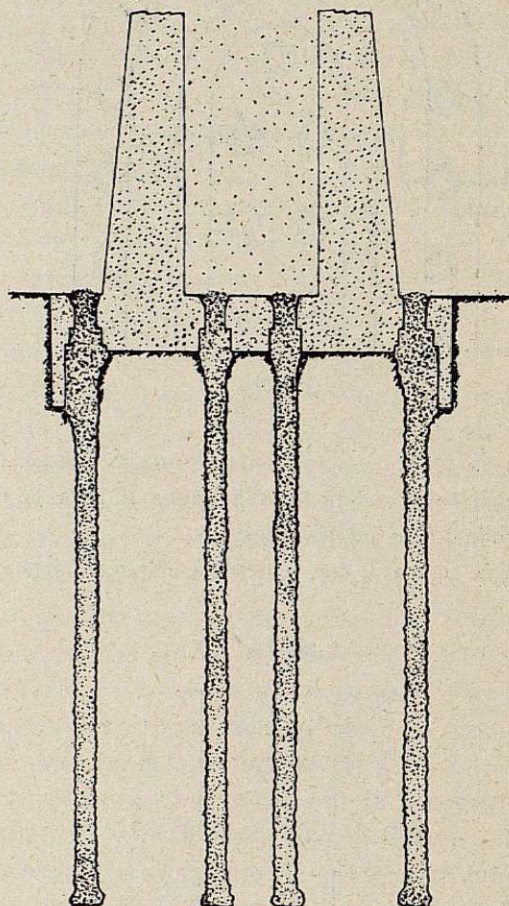


Fig. 7.

mensiones estrictas de la pila, tal como se indica en la figura 8, y se construyen los agujeros A, descritos anteriormente, en el interior de las paredes del cajón, ya que haciéndolos todos interiores el recinto de pilotes sería mucho más pequeño que la base de la pila, con lo que perdería estabilidad el conjunto.

Se obtendrán así unas chimeneas cilíndricas, cuya ejecución no representa ninguna complicación cons-

tructiva, e incluso pueden hacerse en los arriostramientos interiores o tabiques de compartimentación, si éstos existen, tal como se indica en la figura citada.

En la figura 9 representamos una sección en alza-
do de la misma pila por A-A, una vez hundida y colo-

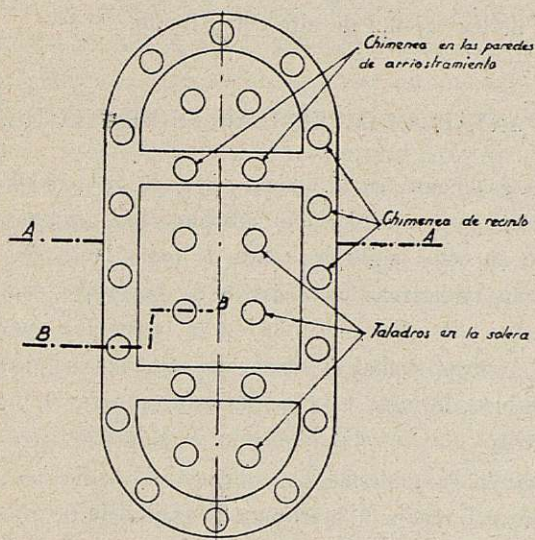


Fig 8.

cada en posición de ser cimentada. En ella se incluye la proyección de las chimeneas de las paredes, para mayor claridad de cuanto hemos dicho.

Cuando los espesores de las paredes sean pequeños e insuficientes para alojar las chimeneas descritas y el cajón esté formado por múltiples compartimentos, pueden utilizarse éstos para la construcción de los pilotes, y debe tenerse en cuenta, de manera general, que aquellos compartimentos o chimeneas que han de ayudar a la flotación han de tener agujeros con tapón, tal como hemos descrito anteriormente, figura 6. Este dispositivo es innecesario en aquellas otras no consideradas como cámaras de flotación en el proyecto.

Cuando se construyan en las paredes chimeneas cilíndricas, lo que después de lo que antecede nunca es obligado, y los paramentos tengan una ligera inclinación, pueden hacerse éstas inclinadas, así como los pilotes que por ellas se construyan, pero sin olvidar que, al rebasar cierto límite, los pilotes inclinados representan una complicación que resulta cara.

La pila, igual que antes, se construye parcialmente en lugar adecuado, y por flotación se lleva a su em-

plazamiento, donde se termina a medida que se va hundiendo.

La construcción de los pilotes, ya sea utilizando chimeneas, compartimentos o agujeros tipo B en el fondo del cajón, se realiza exactamente igual y en el mismo orden antes descrito. Deben construirse en último lugar los correspondientes a agujeros con tapón de madera.

Si se han utilizado chimeneas de diámetro ligeramente superior al de los tubos, no hay inconveniente alguno en continuar el hormigonado por el interior de la chimenea. Queda el conjunto, al terminar el pilotaje, en la forma que se indica en la figura 10, que

Sección AA.

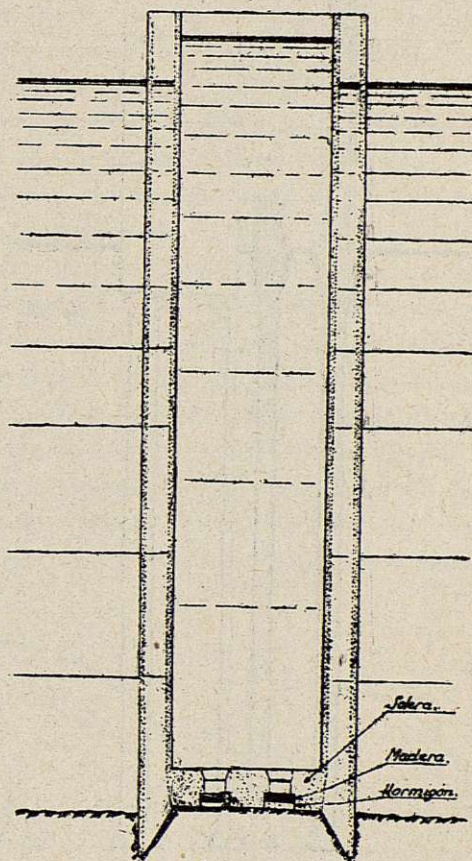


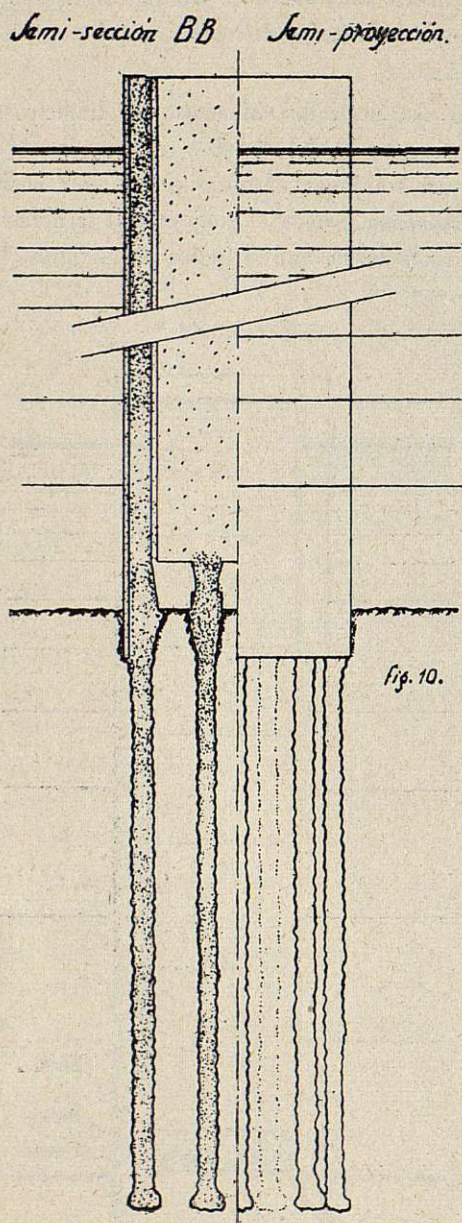
Fig 9.

representa una semiproyección y una semisección por B-B de la figura 8.

* * *

En cualquiera de las disposiciones que se adopte,

el hormigón de los pilotes rellenará los huecos que pudieran quedar, después del hundimiento, en el interior de la pequeña campana que forma el cuchillo de la solera, pues con el apisonado se expansionará hasta encontrar la debida resistencia, circunstancia



que favorecerá, asimismo, el trabajo definitivo del cemento.

Ya hemos dicho antes que en los paramentos de las pilas puede emplearse la fábrica que se desee, y esto es lo que nos ha movido a adoptar el nombre de «pilas prefabricadas».

En nuestra opinión, las soluciones expuestas resuelven, con sencillez y con aquellas garantías a que los ingenieros no podemos renunciar, los difíciles problemas que hasta el presente, según nuestros conocimientos, entrañaban aquellas cimentaciones con láminas de agua de tal espesor, que rebasaba el límite de aplicación de los cajones de aire comprimido.

PANTALLAS IMPERMEABLES DE PILOTES

Generalmente, en la construcción de las pantallas o recintos impermeables que muchas obras exigen, así como en otros múltiples casos de todos conocidos, se utilizan tablestacas metálicas o de hormigón armado prefabricadas. Pero, cuando en el terreno se encuentran piedras sueltas u obstáculos de otra naturaleza, el empleo de unas y otras presenta tan graves inconvenientes que resulta imposible su aplicación.

Así, en las tablestacas metálicas, que se hincan, por lo general, mediante martinete, la existencia de un obstáculo ante la punta produce desviaciones y torceduras que las inutilizan.

Para la hincada de las de hormigón armado prefabricadas se usa mucho el chorro de aire o de agua, disponiendo los inyectores en la misma tablestaca o exteriormente, pero, en todos los casos, se comprende la imposibilidad de atravesar un obstáculo que aparezca en su punta.

Vemos, por lo tanto, que el campo de aplicación de unas y otras, está limitado técnicamente a los casos de terrenos que no presentan dificultades para la hincada.

Desde el punto de vista económico, no debemos olvidar que las tablestacas metálicas son de importación, y que en los momentos actuales consideramos un deber evitar ese gasto de divisas, aun en los casos de terrenos apropiados, al existir soluciones nacionales que las substituyen, en muchos casos, con ventaja.

Las tablestacas de hormigón armado prefabricadas, aparte de lo dicho anteriormente con relación a su hincada, precisan, generalmente, un exceso de hierro para el momento de la iza, y queda disminuido el empuje pasivo en su empotramiento a causa del esponjamiento del terreno que su método de hincada produce.

Debido a las razones apuntadas, al desarrollarse los sistemas de pilotaje «in situ», se aplicaron a la formación de pantallas construyéndolos tangentes unos

a otros, obteniéndose así pantallas «in situ» que han resuelto muchos problemas que las tablestacas no podían resolver.

La impermeabilidad que los pilotes «in situ» sin expansión lateral proporcionan a la pantalla, no es, por lo común, perfecta, debido a que las líneas de tangencia de los pilotes son puntos débiles de la pantalla. Por ello, se han aplicado soluciones complementarias para evitar este inconveniente, tales como: dar a la pantalla forma curva para que los pilotes sean como dovelas de una bóveda y se compriman entre sí al entrar en servicio; suplementar el pilote con inyecciones, si el terreno es adecuado; construir una segunda fila de pilotes de igual o menor diámetro que los de la primera, tangentes a ellos por el lado que actúan las presiones, etc.

Hemos visto que una característica fundamental de los pilotes «Capblanch» por aire comprimido es su aumento de diámetro a causa del apisonado. Depende la cuantía de este aumento, como es natural, de la compresibilidad del terreno que rodea al pilote. Los terrenos permeables, en general, sufren durante la perforación un esponjamiento favorable a esta expansión lateral, que en arenas sueltas se traduce en un aumento de diámetro normalmente superior al 20 %. La consecuencia inmediata de este aumento de diámetro es que, si colocamos los tubos de perforación tangentes, los pilotes resultantes se soldarán con una superficie de contacto considerable.

En la figura 11 se ven, esquemáticamente, pilotes contruídos con tubos tangentes de 434 mm. de diámetro exterior. Suponiendo un aumento de diámetro

del 20 %, los pilotes resultantes tendrán un diámetro de 521 mm., lo que representa una superficie de contacto de 280 mm. aproximadamente de espesor, suficiente para garantizar la impermeabilidad de la pantalla.

Es más, en muchos casos los pilotes llevan armadura, que, a los efectos resistentes, debe tener las barras longitudinales dispuestas en la forma que se aprecia en la figura citada. El efecto de la armadura quita uniformidad, aunque sea ligeramente, a la distribución del hormigón, que con el apisonado se orienta más fácilmente hacia la superficie de contacto con el otro pilote, por encontrar en esa dirección el camino más libre.

En realidad, un pilote aislado en terreno homogéneo y con las armaduras situadas como hemos dicho, en vez de tener sección circular, resultaría ligeramente elíptico, con el eje menor en dirección de las armaduras. Así, pues, se colocan armaduras, éstas aumentarán la superficie de contacto de los dos pilotes y, con ello, la impermeabilidad de la unión.

Todavía, en algunos casos, podría perfeccionarse más la pantalla a efectos de su impermeabilidad y resistencia. Bastaría para ello, al hormigonar el tramo de pilote comprendido en la capa permeable, alternar las esclusas de hormigón con otras de lechada. Ésta, por la presión del aire del interior campana-tubos, se diluirá en el terreno circundante a modo de inyección, formando como una corona inyectada exterior al pilote, que al construir éste, se comprimirá sin que haya empezado a fraguar, ganando compacidad y transformando la zona inyectada en hormigón o mortero, se-

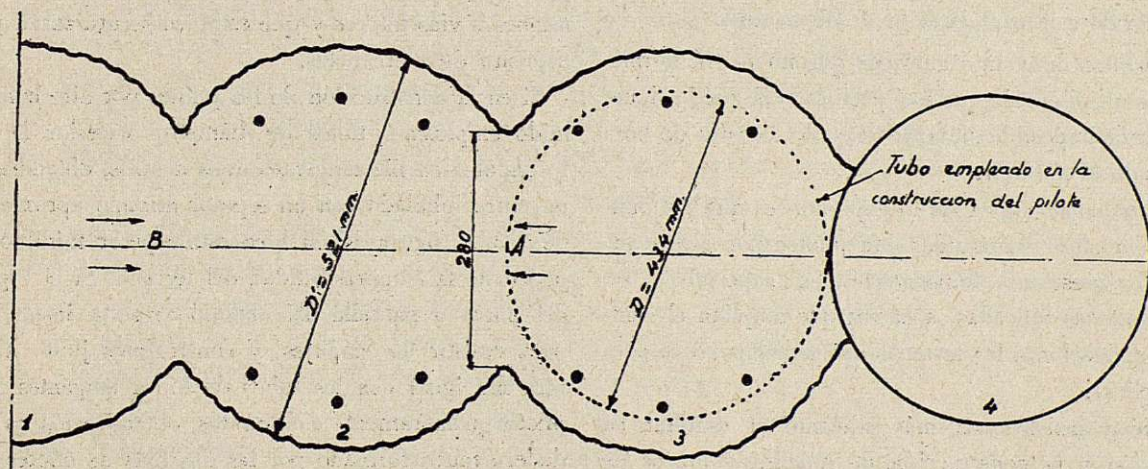


Fig. 11.

gún los áridos. Favorece esta solución el hecho de que las capas permeables están, por lo general, formadas por terrenos adecuados a la inyección. Si las condiciones son favorables, los resultados que se obtienen con este perfeccionamiento son de gran importancia, tanto a los efectos de impermeabilidad completa, como de aumento de sección de la pantalla construida.

Aun partiendo de que el apisonado es mucho más suave en la construcción de pantallas que en la de pilotes aislados, alguien puede creer que dicho apisonado perjudicará al pilote anterior, de reciente construcción, pero se comprende fácilmente que este peligro no existe realmente, al estudiar minuciosamente el efecto del apisonado de un pilote sobre el inmediato y las condiciones en que se halla éste para resistir tal efecto.

Al construir el pilote 3 (fig. 11), el señalado con el número 2 se halla fuertemente aprisionado dentro del terreno, debido a la compresión que experimentó durante su construcción, y la parte B diametralmente opuesta a la A, que recibe el efecto que estudiamos, se halla solidificada o apoyada totalmente en el pilote 1, por lo cual el apisonado del pilote 3 produce en el hormigón del pilote 2 únicamente una compresión transversal, que no daña en lo más mínimo el conjunto de la pantalla, si tenemos en cuenta, como antes hemos dicho, que el apisonado en la construcción de pantallas es suave y sostenido.

La única precaución que debe tomarse es la de que, al terminar el hormigonado del pilote 3, debe moverse ligeramente el tubo hincado para el pilote 4, con el fin de que, al fraguar el hormigón de aquél, no quede adherido a la cara exterior de dicho tubo.

Se deduce de cuanto antecede que no podrá hormigonarse un pilote sin que esté perforado el que lo sigue, pues sería imposible situarlo tangente después de hormigonado el anterior.

Consecuencia lógica de lo expuesto, es que las pantallas «in situ» construidas con pilotes por aire comprimido presentan impermeabilidad superior a las de tablestacas hincadas, a la vez que amplían el campo de aplicación a los terrenos que aquéllas no se pueden aplicar.

Si bien insistiremos más adelante al estudiar su aplicación a la construcción de muelles y muros de contención, creemos conveniente consignar aquí que

las pantallas de pilotes presentan sección más adecuada que las de tablestacas de hormigón para resistir los momentos flectores, lo que permite, a igual volumen, separar más las barras de la fibra neutra.

Se comprende fácilmente el amplio campo de aplicación de estas pantallas impermeables en la construcción de ataguías, presas, rastrillos, núcleos de presas de tierra, recintos impermeables, etc., y en cuantos casos sea necesario taponar o encauzar las corrientes subálveas.

MUROS DE CONTENCIÓN Y MUELLES

Quando las pantallas de tablestacas han de soportar momentos flectores de importancia motivados por el empuje del terreno, como ocurre en los muros de contención, diques, muelles de gran altura, etc., se adoptan disposiciones para mejorar las condiciones de trabajo de aquéllas o para disminuir el empuje del terreno.

En el primer caso, se colocan tirantes en su parte superior anclados a otra fila de tablestacas o pilotes, y, en el segundo, se disponen placas enterradas que apoyan sobre las tablestacas y en otra fila de pilotes, que, a la vez, pueden servir para anclaje de los tirantes, si éstos existen, con lo que se consigue que el peso del terreno de encima de la placa no produzca empujes en el tablestacado.

Todas estas soluciones son costosas, en atención a que, tanto los anclajes como las placas, han de calcularse para sobrecargas elevadas, ya que, en general, por la zona de su emplazamiento circularán grúas, camiones o vías férreas y que también se utilizarán para depósito de mercancías.

Si en la construcción de los pilotes por aire comprimido empleamos tubos de diámetros exterior D perforándolos en fila tangentes unos a otros, obtendremos un muro lobulado con un espesor mínimo aproximado de $2/3 D$, figura 12, si bien este espesor mínimo depende de la compresibilidad del terreno. Si el espesor del muro o pantalla así obtenido resulta insuficiente para resistir los empujes, y construimos junto a ésta otra fila igual con los tubos de hincas tangentes a los pilotes primeramente contruidos, obtendremos un verdadero muro formado por las dos filas de pilotes, que tendrá un espesor mínimo ligeramente inferior a $2D$,

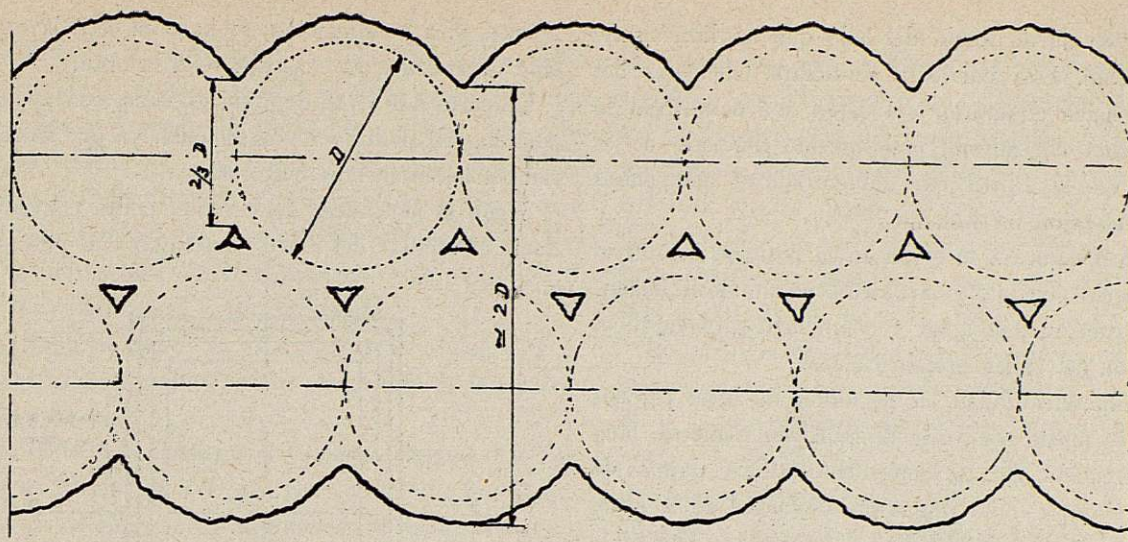


Fig. 12.

tal como puede apreciarse en la misma figura 12. Quedarán unos agujeros de sección triangular curvilínea sin hormigonar, tal como aparecen dibujados, de los que, mediante chorro de agua, puede extraerse fácilmente el relleno, si se desea hormigonarlos.

Si se tiene en cuenta que los muros así contruídos no están apoyados en el terreno, sino que se hallan verdaderamente empotrados en él, y si no se olvida la facilidad de armarlos, y la posibilidad de colocar las armaduras, como antes se ha dicho, muy distanciadas de la fibra neutra, se comprenderá los elevados empujes que pueden resistir sin necesidad de disposiciones suplementarias, como son los anclajes y placas citadas anteriormente.

En caso necesario, el diámetro D de los tubos puede ser de hasta 1,50 m., pero, salvo casos especiales que así lo aconsejen, creemos más conveniente no rebasar $D = 1,00$ m., por razón de su manejabilidad. En muchas ocasiones será preferible partir de un diámetro más pequeño y construir dos o más filas de pilotes.

Las características de los muros que así se obtienen, nos permiten prescindir de las pantallas impermeables que, como obra auxiliar preliminar, muchas obras exigían. Así, por ejemplo, en el caso de diques secos, túneles por debajo del nivel freático, etc., podemos empezar los trabajos con la construcción definitiva, mediante pilotes, de la parte exterior de los muros del dique, hastiales del túnel, etc., y así, esta parte de obra

definitiva, cumplirá, a la vez y perfectamente, la función impermeabilizadora que se asignaba a aquellas pantallas, con disminución de la superficie que haya que impermeabilizar.

Las longitudes de los pilotes, diámetros de los mismos, nivel del agua, forma del recinto, posibilidad de apuntalar los pilotes al excavar, naturaleza del terreno, etc., con factores a tomar en cuenta para deducir en cada caso la solución, desde el punto de vista económico.

Cuando la obra tenga que ejecutarse con láminas de agua de importancia, que requieran el empleo de moldes metálicos recuperables o de hormigón, perdidos, en la forma que antes hemos dicho, y cuando, además, en la parte enterrada no sea fundamental la impermeabilidad, es mucho más conveniente construir los muros mediante cajones que, con las disposiciones que hemos indicado al hablar de las «pilas prefabricadas», se llevan por flotación a su emplazamiento. Mediante bombas o válvulas en la solera de los cajones se hunden hasta que el cuchillo se hingue en el fondo. Si quedan inclinados, después de hundidos, se corrige fácilmente la inclinación extrayendo con una sonda terreno del fondo, utilizando precisamente uno de los agujeros para construir los pilotes de la parte que haya quedado más alta.

En algunos casos, ni la utilización de sonda será necesaria; bastará con extraer agua del cajón mediante una bomba y darle, a la vez, entrada al mismo

por la válvula de fondo del lado que no hincó suficientemente. Esta corriente arrastrará partículas del terreno hacia el interior del cajón que permitirán la hincada lenta del mismo, precisamente del lado de la válvula que se utilizó para dar entrada al agua, hasta quedar el cajón vertical.

Una vez colocado el cajón en su posición definitiva, se construye con pilotes por aire comprimido la cimentación, exactamente igual a como hemos expuesto al hablar de las «pilas prefabricadas».

La impermeabilidad en la unión de unos cajones con otros puede resolverse de múltiples maneras, hormigón, madera, etc. Es conveniente utilizar algunas de dichas uniones como juntas de dilatación de la obra.

Fácilmente se comprenderá el interés que esta solución ofrece para la construcción de muelles y diques, substituyendo las bases de escollera u otras soluciones que como cimientos se han empleado generalmente hasta ahora, por un verdadero cimiento de toda garantía, que permitirá reducir la sección transversal del cajón, al trabajar como estructura perfectamente cimentada, en vez de hacerlo, como ocurría corrientemente, por gravedad. Aun en este caso, debido a la existencia de un buen cimiento, podrá aumentarse el peso específico del cajón y, con ello, reducir su sección.

CASO DE UN DIQUE SECO

Por habernos extendido, contrariamente a nuestra primera intención, más de lo que queríamos, vamos a exponer ligeramente cómo se podría aplicar esta técnica a la construcción de un dique seco.

Consideramos de interés fundamental un estudio detenido de la permeabilidad del terreno en que se ha de emplazar el dique, buscando, siempre que ello sea posible, que el sitio elegido presente capas de escasa permeabilidad o impermeables por debajo de la cota de la solera del dique.

Si se consiguen estas características, iniciaremos la obra construyendo una pantalla de pilotes del diámetro más conveniente, que limite el recinto y coincidente con la cara exterior del mismo. En la figura 13 indicamos esquemáticamente la planta y sección de un dique con la posición del recinto impermeable, al que se dará el espesor que las características de cada caso aconsejen. Una vez terminado este muro, se agota el

recinto, y, a continuación, se hace en seco la excavación necesaria para construir toda la obra.

La parte ABCD se deja sin excavar, con lo cual la pantalla AB podrá ser más sencilla, ya que se reducirán así los momentos flectores.

Según la naturaleza del terreno, podrá convenir reducir el espesor del muro construido con pilotes, lle-

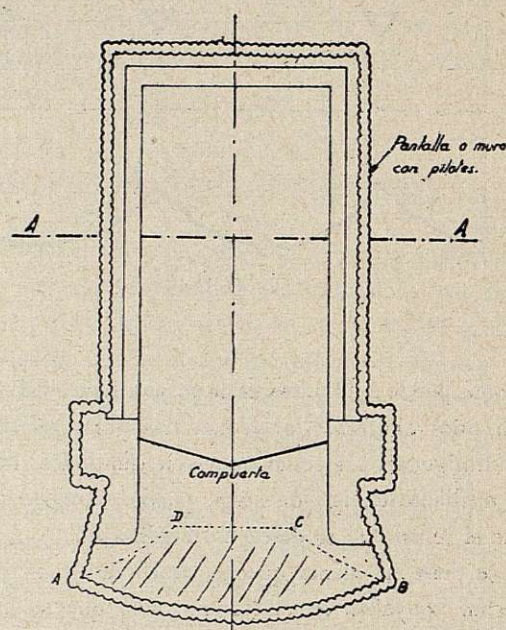


Fig. 13.

vando la excavación en forma que permita su apuntalamiento. En otros casos será aconsejable atirantar exteriormente el muro de recinto por su parte superior. En cada obra será la cuestión económica la que indique la mejor solución, que, en algunas ocasiones, nos conducirá incluso a aumentar la sección de hierro, para que el muro pueda tener menos espesor.

Realizada la excavación, se construye sin ninguna precaución y sin agua toda la obra, y, terminada ésta, se indica el dragado del canal desde el mar, hasta dejar la pantalla AB descubierta. Cuando así ocurre, con el dique lleno de agua y las compuertas abiertas, se rompe la pantalla por medio de un remolcador, o bien se arranca, y se continúa el dragado de la parte ABCD, con lo cual la obra queda terminada.

Cuando no exista la capa impermeable supuesta, el problema se complica y debe procederse de la siguiente manera:

Se construye el muro, como antes, dejando un portillo en la pantalla AB para paso de la maquinaria que se haya de emplear en el dragado. Se realiza éste hasta la cota prevista y, después de retirar la draga, se cierra el portillo de la pantalla AB.

Podrá ocurrir que, reducida la superficie filtrante al fondo de la excavación, sea posible el agotamiento del recinto y podamos ejecutar la solera y el resto de la obra en buenas condiciones, aunque sin interrumpir los agotamientos.

En otros casos no será posible agotar la totalidad del recinto y será aconsejable realizar la obra por partes, para lo cual se divide el recinto mediante pantallas impermeables, en compartimentos tales que se puedan agotar con los medios disponibles.

Finalmente, cuando la permeabilidad del fondo sea

tal que no nos sea posible agotar ni los compartimentos, caso poco frecuente, no es aconsejable, en general, la construcción del muro-pantalla de pilotes; en tal caso se debe ir a las soluciones de piezas prefabricadas que se llevan por flotación, y que, después de fondeadas, se rellenan de hormigón. También cabrían, según los casos, otras soluciones que nos llevarían a extendernos excesivamente.

La solución empleada por los americanos en algunas ocasiones, de rebajar el nivel freático hasta debajo de la solera mediante poderosas bombas, puede conjugarse perfectamente con la construcción del muro-pantalla de pilotes, con lo cual se reducen la superficie filtrante y los medios de agotamiento necesarios.

Hay que tener en cuenta, al hacer el estudio comparativo de las posibles soluciones desde el punto de vista económico, que construyendo la parte exterior del muro como hemos dicho antes, se ahorra un volumen considerable de excavación y relleno posterior, y las entibaciones para contener el terreno, así como el encofrado exterior de los muros.

Si las ideas que acabamos de exponer someramente llegan a servir de base a los ingenieros para resolver algunos de los problemas que en su trabajo se les presenta, nos consideraremos plenamente satisfechos.

Barcelona, 8 de mayo de 1950.

Después de la lectura se procede a la del resumen del siguiente trabajo núm. 232.

N.º 232. - El problema del enlodado en los pilotes moldeados

Autor: D. FERNANDO DERQUI MORILLA

ANTECEDENTES

Expresado al Congreso de Coimbra nuestro punto de vista en relación con los procedimientos de hormigonado propiamente dicho de los pilotes moldeados o *in situ*, nos referimos aquí a las ventajas o inconvenientes de las diversas prácticas que pueden usarse para resolver el problema del enlodado que, a veces, se presenta.

Para presentar y elucidar bien el problema, se divide su exposición en dos partes, constituida, la primera, por el análisis de los inconvenientes que posee el aplicar el aire comprimido *encima del hormigón* y las ventajas que contiene el que el aire comprimido sea aplicado por *debajo del hormigón*.

Pueden verse a este respecto el Comunicado que el autor presentó, en 1932, a la H. U. T. Bau de Berlín, bajo su epígrafe III (DIE FUSS BODEN FRAGE), formando parte de su Memoria: «Allgemeine Prospekte Jetzige Einspritzungen und Bohrpäle mit Speziell Berücksichtigung Der Verschlammung», y el mencionado Comunicado de Coimbra a la A. E. P. C.

La ejecución práctica del macizado de los taladros de sondeo bajo campana de aire comprimido, nos demostró hace años que ocurrían los inconvenientes so-

meramente considerados a continuación, entre otros, que se representan en el adjunto Plano núm. 1, que contiene ocho figuras:

FIGURA 1.

La campana de aire comprimido IMPIDE en los procedimientos habituales que la maza pueda ser extraída totalmente cada vez que termina de apisonar a cada tongada de hormigón para ser substituída por la válvula o draga de enclaustración, y, si tal se hiciera, por impedirlo su interposición simultánea y hacerlo imposible el estar dentro de la maza, habría que desmontar la campana cada vez que se añade hormigón después de apisonar, a fin de substituir el pisón (extrayéndolo) por una válvula de enclaustración que habría que introducir cada vez. Entonces se escaparía el aire y, por consiguiente, se produciría una nueva irrupción del agua de afuera, dejando de estar en seco el taladro cada vez que se realizara esta operación.

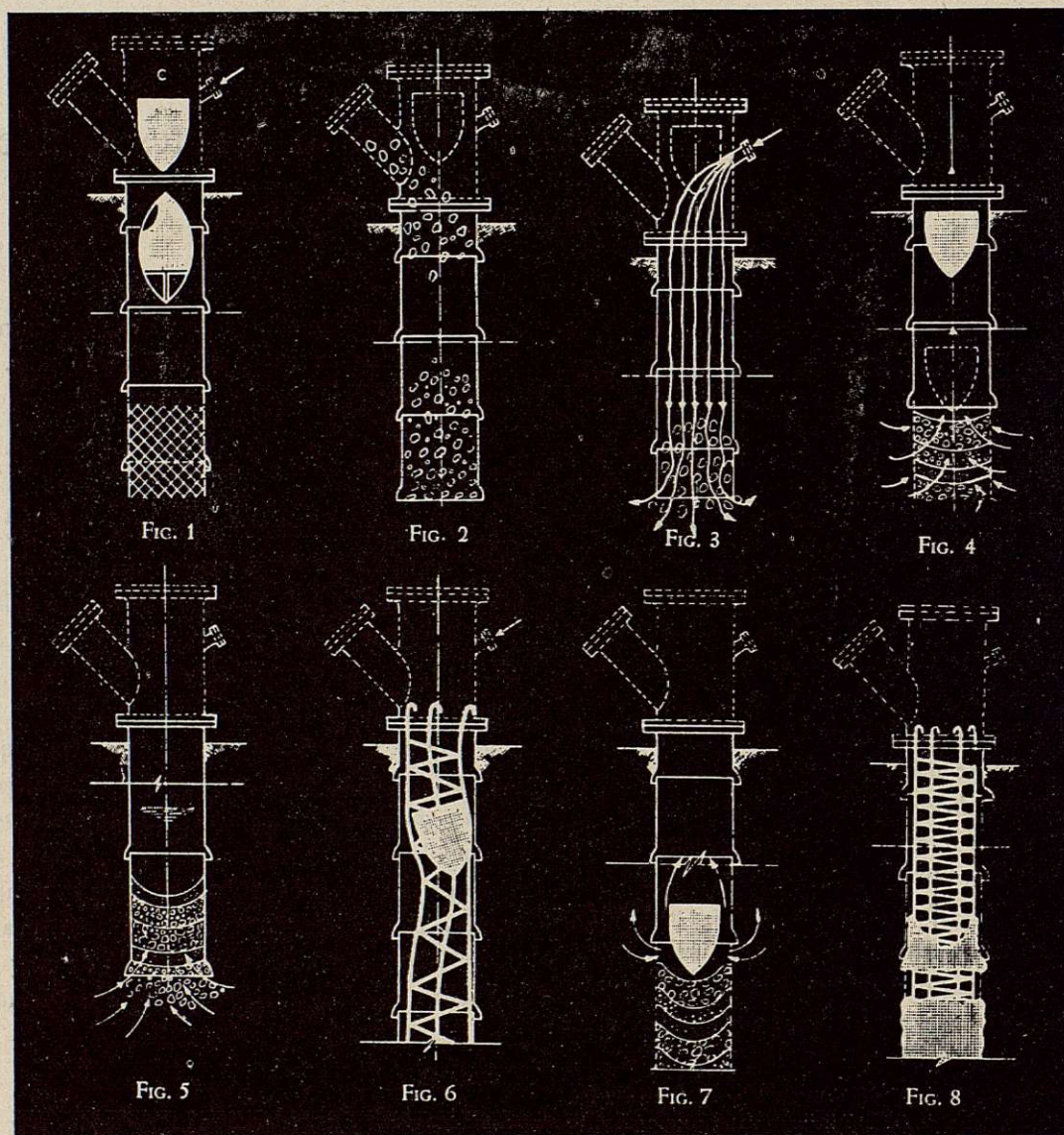
FIGURA 2.

Como el uso de *la campana IMPIDE el hormigonado* por enclaustración (por impenetrabilidad e in-

compatibilidad), o depósito normal del material macizante en el fondo, para cada posición del taladro ese proceso bajo campana obliga a verter el hormigón por gravedad desde arriba, mediante simple caída libre, con lo que el hormigón se deposita de manera irregular, provocando la separación de sus distintos componentes, de manera que, por un lado, se forman soles de grava; por otros, núcleos de arena, acaso mortero, y por fin «sobrenadando» en cada tongada, cemento, que puede ser deslavado, desaireado y arrastrado fuera, como se indica en 3.º, 4.º y 5.º

FIGURA 3.

Al actuar el aire comprimido *SOBRE* el hormigón, o material de relleno, se produce una circulación de aire a través de la masa de relleno y entre los bordes de la masa y la superficie interna de la intubación, que ocasiona el arrastre del cemento, desaireándolo (o «deslavándolo») y resultando un hormigón poroso, pobre, desigual, y un macizado constituido por taponamiento de árido suelto, sobre el cual hay que golpear luego, cada vez, para apisonarlo.



Plano núm. 1

FIGURA 4.

Al desplazarse *HACIA ARRIBA* la maza de apisonar, en su necesario movimiento, para que al caer nuevamente por gravedad concentre al hormigón, provoca un «vacío» y, en cualquier caso, una diferencia de presiones entre los ámbitos inferior y superior, lo que trae consigo una situación instantáneamente inversa de la precedente (muy repetida por cada minuto de actuación de la maza), que facilita una irrupción de agua, lodo y detritus de fuera hacia adentro, y nuevamente deslava, entremezcla y empobrece al hormigón o material de relleno del cuerpo del pozo, o taladro.

FIGURA 5.

Como se requiere desempalmar los tubos de encamisado, y para ello es necesario desconectar la campana de aire comprimido, precisa «cortar» el aire durante bastante tiempo cada vez que se desempalma, lo que hace que se produzca una contrapresión de fuera adentro, acentuándose la penetración de agua procedente del exterior, que desvirtúa la definición y la realidad —que se convierte en meramente imaginaria— de que los trabajos bajo campana en los sondeos y pilotes de gran diámetro, se lleguen a realizar en seco. Luego, al volver a restablecer la campana y volver a inyectar aire para trabajar en seco, ese agua, que entró mientras estuvo quitada la campana, tiene que volver a salir, aunque no se quiera, en virtud del mismo principio definidor del procedimiento «bajo aire comprimido», que es intermitente, y es impulsada por ese aire comprimido, y vuelve a atravesar la masa de hormigón o tapón ya realizado, arrastrando consigo al cemento.

FIGURA 6.

Como la maza de apisonar tiene que ser puntiaguda, como carece de guía y es accionada invisiblemente bajo campana y posee menor diámetro que la entubación, al caer y al izarla se ladea repetidamente, con lo que resulta un movimiento de «campaneó» en la maza que fomenta su enganche y topado con las armaduras del hormigón, arrancando los estribos, acunándose con los guijos y quedando, finalmente, empotrada a «media altura», y el cabrestante o el enrolla-

miento del cable en el tambor aparenta exteriormente que se cumpla un objeto, que a veces tiene lugar imaginativamente tan sólo.

FIGURA 7.

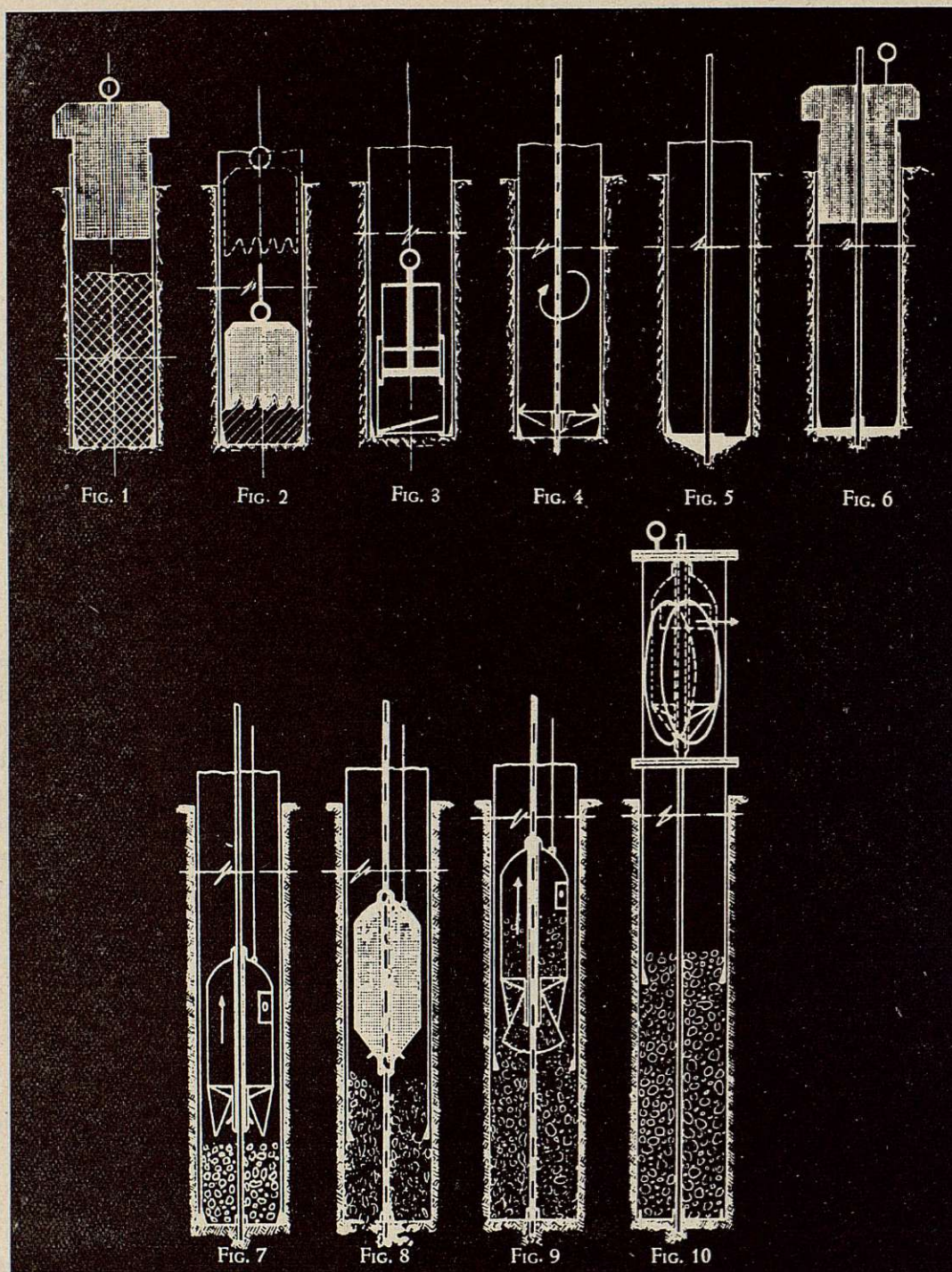
Como el grado de avance de la maza es *IRREGULAR*, indirecto e invisible, por estar oculta toda la operación por el obstáculo que facilita inoportunamente la campana de aire comprimido, resulta que no se sabe si la maza golpea sobre un hormigón que se encuentre aún dentro del tubo, o sobre un hormigón que se haya salido totalmente fuera del tubo, lo que se traduce, en el orden práctico, en que no se sepa, pero sea a veces casi seguro, que se produzcan interrupciones o nódulos de intersección, fallas, etc., en el taponamiento, pues, por el carácter de imposibilidad del establecimiento de una automaticidad en el dispositivo, esta operación se hace «a ojo», en condiciones invisibles, por impedirlo la campana...

FIGURA 8.

El procedimiento de verter el hormigón por caída libre requiere automáticamente el realizar una operación de compactar el material, por haber quedado fofo, hueco, heterogéneo, poroso y disgregado, y la operación de apisonar bajo campana, y el grado de disgregación obtenido, traen consigo automáticamente el que a veces se comprima el hormigón o material de relleno, precisamente en el interior del tubo de incamisado, por miedo y para evitar lo expuesto en el punto 7.º Entonces puede tener lugar inadvertidamente la formación de un taponamiento compacto y duro, dentro del tubo, en su base, de manera que en las sucesivas extracciones del tubo se producirían separaciones respecto del material que está ya fuera, dando lugar a fisuraciones o cortes, con soluciones de continuidad.

* * *

Para evitar todos estos inconvenientes se puede aplicar el procedimiento que a continuación se describe, y que se representa en el adjunto Plano núm. 2, que contiene 10 figuras, a las que nos vamos a referir, una a una:



Plano núm. 2

FIGURA 1.

La penetración del tubo de encamisado se realiza por hincia forzada mediante machina, y sin necesidad de extraer el detritus hasta el final de la hincia, en forma que el terreno penetre dentro de él y se comprima, constituyendo un mazacote en su interior, y una zona consolidada por aquel mazamento a su pie, que impiden el ingreso del agua en su interior.

FIGURA 2.

Una vez que el tubo de encamisado ha llegado a alcanzar la profundidad deseada, entonces se utiliza una maza en forma de bujarra, para comprimir todavía más el relleno del material del terreno que penetró en el interior del tubo de encamisado. Al hacer esta compresión, parte del terreno se desplaza de dentro a fuera del tubo, y parte es comprimida fuera y dentro de él, con lo que, al ser compactado, se aumenta la garantía de que no entre agua en su interior.

FIGURA 3.

Entonces se procede al vaciado del material o terreno que existe, comprimido, en el tubo. Nótese que como el material está comprimido y compactado dentro y en su contorno, no hay posibilidad de que penetre agua y la operación de extracción del detritus tiene lugar por desentumecimiento progresivo, percusión, perforación y captación con draga.

FIGURA 4.

Una vez absolutamente vaciado el interior del tubo se introduce, dentro del mismo, hasta su pie, como se indica en la figura, por rotación o deslizamiento vertical, un «menisco» elástico plegable en forma de cono o sombrerete chino, que tiene en su parte central interior un buje, provisto de un taladro pasante y «roscado», a la que va roscado conveniente un tubo de pequeño diámetro, que lo traspasa *por abajo*, y que se prolonga en toda la longitud del encamisado hacia arriba.

FIGURA 5.

Entonces se retira ligeramente el tubo de encamisado exterior, de gran diámetro, hacia arriba, hasta que el menisco definido en la posición anterior se que-

de en el borde del tubo grueso, que está provisto de una entalla interior y, naturalmente, se apoya sobre el menisco, con tanta mayor seguridad cuanto más se correspondan, por ser cónico y desplegable el menisco.

FIGURA 6.

En este momento se golpea mediante machina nuevamente al tubo de encamisado, lo que ayuda a aplastar y desenrollar al menisco, con el que se constituye un cierre metálico apoyado herméticamente sobre el terreno, y comprimido a su vez por el tubo de encamisado, al que se golpea con la machina, pero por debajo del cual sobresale el extremo inferior del tubo vástago roscado que se ve en la figura.

FIGURA 7.

Con lo descrito obtenemos un taladro de sondeo, de gran diámetro completamente vacío, completamente estanco y que posee en su parte central una guía o vástago que es el tubo (naturalmente hueco) que sobresale por debajo del menisco en el terreno y prosigue hacia arriba.

Como se indica en esta figura, entonces se introduce la válvula de enclaustración, la cual posee, en su parte central, una cuña y una deslizadora. Nótese que el movimiento de esta válvula de enclaustración es, por consiguiente, definido por deslizarse a través de ese vástago, regularmente y *sin campanear*, puesto que está guiado en todo su recorrido.

FIGURA 8.

Si, cada vez que se introduce la válvula que hemos mencionado en el apartado anterior, completamente llena de hormigón antes de abrirse, o sea, aún llena, se deja caer libremente (sin poder campanear), comprimirá al hormigón depositado al final de su actuación precedente y, de esta manera, y aún mejor, en lugar de apisonar, se puede vibrar el tubo central de guía, lo que producirá análogos efectos sin los inconvenientes de apisonar, y se logrará una compactación sin irregularidades, pues, además, el hormigón no es vertido por gravedad, sino que ha sido colocado suavemente al abrirse la válvula, lo cual tiene lugar previamente, automáticamente, pues al alcanzar la penetración requerida el cono central de la válvula de

enclaustración en el hormigón precedente, unos pezones automáticos de que va provista su entubación central, de cierre y guía, hacen que, automáticamente y sin más, se abra y descargue la válvula.

FIGURA 9.

En esta figura se muestra cómo no puede haber soluciones de continuidad, entrada de agua ni deslavado en absoluto, si se hace sucesivamente la operación, retirando el tubo de encamisado simultáneamente, ya que el saliente interior del borde inferior del encamisado limita la carrera de la válvula de enclaustración, obligándola a abrirse y haciendo la descarga y la compactación siempre en el lugar adecuado, sin que su descenso supere el límite de la carrera que aquél le fija y determina.

FIGURA 10.

Se denota en esta figura la campana de macizado. Es una campana que tiene doble forro, o sea, doble cilindro, que pueden (girando uno sobre el otro en un sentido u otro) hacer que coincidan o no las aberturas o los cierres, en forma que, cuando están una enfrente de la otra, hay acceso al interior, y, cuando no, resulta un cierre automático.

Dentro de la campana no se inyecta nunca aire comprimido, pues no es necesario, y, por consiguiente, no actúa el aire comprimido sobre el hormigón.

Pero existe aquel vástago que habíamos definido en las figuras 4, 5, 6, 7, 8 y 9, que comunica el fondo o pie del taladro bajo el menisco que hemos citado (5), y se puede inyectar aire a través de este vástago, y ese aire no actúa *sobre el hormigón*, sino *sobre el terreno (bajo el hormigón)*, con lo que aleja el agua al elevar el nivel freático, y se pueden hacer los desempalmes sin inconvenientes de ninguna clase hasta la totalización del taladro.

Como el aire no es introducido ni aplicado dentro de la campana, sino que es conducido mediante ese vástago (o tubo) central, hasta el pie del taladro, ese aire aleja el agua del terreno sin interferir para nada con el hormigón y, por consiguiente, no desaireará al hormigón.

La misma válvula de enclaustración que actúa alternativamente de hormigonadora y de maza, para el compactado del hormigón y para hormigonar, posee un taladro entubado, con otro forro en su parte central, que la atraviesa completamente y que permite que se deslice libremente sin tener contacto el hormigón con el vástago que hemos definido en la figura anterior.

Por consiguiente, en una sola cosa tenemos maza y válvula de enclaustración, y ésta puede ser cargada sin cortar el aire comprimido del pie del taladro con el simple giro de la envolvente de la campana.

Cuando sea requerida la desentubación estarán ya hechos varios metros de taladro macizado y no será menester inyectar ya aire, por lo que los desempalmes podrán hacerse libremente.

En este caso la campana puede usarse o no, pues no es requerida más que en los primeros momentos, con objeto de evitar que la presión de aire aplicada al pie del taladro central produzca deslavado «hacia adentro», con lo que, en realidad, la campana de aire comprimido *no es* una campana de aire comprimido, sino que actúa como *antecámara de compensación o cámara de equilibrio* de presión, y dentro de la campana *no se inyecta aire en absoluto*.

Una vez terminado el macizado se desenrosca el vástago central, se extrae y se caldea su oquedad.

La realización repetida, práctica de este procedimiento, prueba su eficacia; compensa, anulándolos, los inconvenientes apuntados —entre otros— de los procedimientos conocidos, ordinarios.

Abril 1950.

Al finalizar esta lectura el Presidente advierte que la continuación de la sesión, para examinar los restantes trabajos presentados a la Sección, tendrá lugar al día siguiente, miércoles, a las diez y media de la mañana, a cuya reunión asistirá, honrándonos con su presencia, el Excmo. Sr. Ministro de Obras Públicas portugués, al que hemos de expresar, dice, por ello, nuestro sincero agradecimiento.

Se levanta la sesión a las veinte horas.

ACTA DE LA SESIÓN CELEBRADA EL DÍA 31 DE MAYO DE 1950
(Continuación.)

Se abre la sesión a las diez y media de la mañana, con la asistencia del Excelentísimo Sr. Ministro de Obras Públicas de Portugal, Sr. Ulrich; del Presidente del Congreso, D. Agustín Marín; del Secretario General del mismo, Sr. Alonso Viguera, y del Presidente y Secretario de la Sección, respectivamente, Sres. Torroja y Aldaz Muguero.

El Presidente expresa, en nombre de los reunidos, el agradecimiento por la asistencia con que les honra el Sr. Ministro de Obras Públicas portugués, y luego de ello concede la palabra al Sr. Becerril, para la exposición de su trabajo.

Seguidamente dicho autor disertó sobre los dos trabajos que a continuación se reproducen en resumen, ilustrando su exposición con proyecciones.

N.º 288. - Algunos proyectos de obras hidráulicas realizados
con auxilio del ensayo con modelo reducido

Autores:

D. ENRIQUE BECERRIL, D. JOSÉ ANTONIO VICENS, D. JULIO HERNÁNDEZ RUBIO,
D. RAFAEL GUITART y D. ANTONIO GAMO DE LA FUENTE

Ingenieros de Caminos

RESUMEN

Señala este trabajo la importancia que en la práctica moderna ha adquirido la experimentación sobre modelo, como elemento previo a la construcción de las obras hidráulicas.

La comunicación está basada en trabajos realizados personalmente por los autores de la misma en el último decenio.

El ensayo constituye elemento fundamental de orientación para el proyectista, pero, a su vez, ha de reflejar las inspiraciones de aquél, pues en la técnica hidráulica, como en cualquier otra, la multiplicidad de problemas excluye la posibilidad de resolución por medio de patrones únicos y, en definitiva, el avance de la técnica permite encontrar soluciones, cada vez

más adecuadas a los casos particulares, en las que siempre se refleja la personalidad del proyectista.

Señalan los autores aquellas determinaciones previas, cuyo conocimiento es indispensable tanto para el proyecto como para el ensayo.

En los frecuentes casos de estudios de aliviaderos, cuya importancia en las obras hidráulicas españolas es preponderante por razón de la torrencialidad de nuestros ríos, la determinación de la crecida máxima previsible es elemento básico y es necesario señalar los criterios, teniendo en cuenta la probabilidad del acontecimiento a la vez que se fijan los convenientes márgenes de previsión.

El grado de prudencia con que se evalúe la crecida afectará, a su vez, a los dispositivos de disipación de energía, que deberán establecerse con suficiente

holgura para que este acontecimiento excepcional no produzca daños inevitables y, concretamente, la ruina de la obra. Pero, a la vez, habrán de tomarse las precauciones adecuadas para que en los aliviaderos de compuertas no puedan provocarse crecidas catastróficas artificiales por la intervención maliciosa o errónea de cualquier agente.

El ajuste de los modelos contruídos con arreglo a las leyes de la semejanza, requerirá especial atención en cuanto a la fijación de los calados naturales del río para cada caudal, es decir, el conocimiento tan exacto como sea posible de la curva caudales-altura, no siempre bien determinada en nuestros ríos, lo que con frecuencia ha obligado en el laboratorio a suplir datos de experiencia por otros obtenidos en el mismo modelo o por mecanismos de cálculo, que no pueden menos de dejar una relativa incertidumbre y cuya resolución puede alcanzarse exclusivamente mediante la adopción de un margen de seguridad.

La fijación de la rugosidad del modelo está precisamente en relación con tales determinaciones de calados. La experiencia del laboratorio puede ser elemento auxiliar de gran importancia, aun cuando sea difícil que substituya a las mediciones directas en la realidad.

Los autores se refieren a algunos ensayos realizados sobre este tema en los que la experiencia ha confirmado, de modo plenamente satisfactorio, las previsiones del ensayo, aun cuando éste se hubiera ejecutado en las condiciones más desfavorables y de mayor complejidad técnica, por tratarse de modelos reformados en escalas horizontal y vertical con la consiguiente variación de las pendientes topográficas.

Cuanto queda dicho afecta profundamente a la efectividad de la semejanza hidrodinámica entre el modelo y la Naturaleza.

Mas, venciendo, por medios técnicos adecuados, las dificultades señaladas, la ley de semejanza se cumple inexorablemente como toda ley física. Las limitaciones que a ello se han señalado pueden salvarse, en la mayor parte de los casos, siempre que se trabaje a escala suficientemente grande para obtener un número de Reynolds característico de un régimen de turbulencia plena. Con arreglo a las últimas determinaciones realizadas por diferentes investigadores, en especial por Nikuratse, los números de Reynolds

$$R = \frac{V \times D}{\pi d/p}$$

deben ser próximos a 100.000. Para valores superiores a 120.000, la semejanza, en cuanto a los fenómenos de fricción, es perfecta, pero ya es prácticamente total si aquel índice es superior a 50.000.

Recordemos que tal expresión del número de Reynolds está referido al diámetro de la conducción equivalente a $D-4m$, siendo m el espesor hidráulico me-

dio igual al área de la sección dividida por el perímetro mojado.

Los autores establecen la comparación entre los resultados previstos en el laboratorio y los obtenidos en la realidad de los siguientes casos a que se extiende su comunicación:

ENCAUZAMIENTO DE RÍOS

La defensa de las márgenes de los ríos contra las inundaciones, mediante la construcción de diques, presenta dificultades considerables de proyecto. No es fácil calcular exactamente la altura que las defensas precisan, lo cual implica peligro por insuficiencia o coste innecesario por excesiva altura.

Además, es posible que las defensas, al proteger una zona, hagan mayores los efectos de la crecida en otros puntos.

El modelo reducido presta ayuda valiosísima en estos casos, aunque su técnica es difícil y delicada por la complicación de problemas derivados de la Ley de semejanza —rugosidad, viscosidad, etc.—, no obstante, cabe resolverlos satisfactoriamente.

A este respecto, los autores detallan la experimentación por ellos realizada, acerca del encauzamiento de los ríos Saja y Besaya, en las cercanías de Torre-lavega.

El interés de este ensayo estriba en el hecho de que la crecida real que se produjo el 6 de mayo de 1949, poco después de terminados los ensayos y construido ya el encauzamiento, reveló coincidencia total en cada punto entre los calados previstos y los reales.

CHIMENEAS DE EQUILIBRIO

El estudio de las oscilaciones en una chimenea de equilibrio puede completarse con el registro y observación de las mismas en el modelo reducido. Este ensayo resulta especialmente útil en el estudio de las oscilaciones secundarias en las chimeneas de cámaras múltiples, cuyo cálculo analítico es muy complejo.

Los ensayos realizados para la chimenea triple del salto de Zorita han quedado comprobados en su funcionamiento real.

PROTECCIÓN DEL PIE DE LOS ALIVIADEROS

El proyecto de un aliviadero no puede considerarse completo si no se estudia detenidamente la disipación de la energía cinética adquirida por el agua durante su caída, de modo que su incorporación al cauce natural no produzca socavaciones peligrosas para la estabilidad de las obras.

Son muchas las soluciones propuestas para resolver esta cuestión, pero no todas son adaptables a un caso

dado, ni su coste es siquiera comparable muchas veces, por lo cual siempre ofrece esta cuestión interés apasionante al proyectista.

El modelo reducido presta colaboración valiosísima para resolverla satisfactoriamente, aportando incluso datos utilísimos acerca de la importancia y localización de las erosiones.

Casi todas las soluciones utilizadas pueden clasificarse dentro de dos grandes grupos:

a) Dispositivos disipadores de la energía por resalto hidráulico normal o forzado.

b) Lanzamiento del caudal, asegurando la no regresión de la erosión por medio de trampolines de diversos tipos.

PROTECCIÓN POR RESALTO NORMAL

El resalto es un fenómeno natural muy interesante que se produce al modificarse el régimen hidráulico, pasando de rápido a lento, con gran disipación de energía en su interior, a consecuencia de los fuertes gradientes de velocidad que se determinan en el rodillo característico. Su cálculo no ofrece dificultad, por la conocida fórmula de Bresse

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(-1 + \sqrt{8F^2 + 1} \right)$$

representada en ábacos que simplifican su aplicación. Es de señalar la importancia de la profundidad y_2 , que se precisa generalmente para asegurar la producción del resalto, circunstancia especialmente desfavorable en nuestros ríos, por sus grandes avenidas y fuertes pendientes.

Como ejemplos de aplicación del resalto hidráulico, los autores describen la protección del pie de la presa de Villarreal de Alava, sobre el río Albina, para el abastecimiento de aguas de Vitoria y la del pantano de Oliana, sobre el río Segre.

En Villarreal, donde fué utilizado por primera vez en España el resalto hidráulico como dispositivo de protección, la profundidad conjugada se ha conseguido mediante la construcción de una contrapresa, y en Oliana mediante la excavación del cauce.

PROTECCIÓN POR RESALTO FORZADO

Los autores aplican este nombre a todo dispositivo que facilite la producción del resalto hidráulico con calados o longitudes inferiores a las que se deducen de las fórmulas de Bresse y de Sagrauer.

La reducción de la longitud necesaria para la formación del resalto se ha logrado principalmente mediante dispositivos especiales colocados en la solera. Se puede producir una separación de las líneas de corriente respecto al fondo, dando lugar a la forma-

ción de un rodillo que protege el borde de la obra; este efecto se logra por diversos medios, como la disposición en contrapendiente del borde de la solera, adición de un bordillo dentado (Rehbock), triangular (Aguila), etc.

También puede lograrse la reducción simultánea de longitud y el calado de un resalto, mediante una combinación de dientes de lanzamiento, obstáculos en el cuenco, como se ha realizado en el aliviadero del salto de Los Peares.

PROTECCIONES BASADAS EN DISPOSITIVOS DE LANZAMIENTO

Un paso más en la economía de la protección se consigue aceptando la aparición de erosiones, con tal de que éstas no sean regresivas ni afecten a la estabilidad del conjunto. La realización más simple de esta idea es el *trampolín libre* o «salto de Ski», en el cual toda la energía cinética de la lámina se emplea en el lanzamiento. La caída en el cauce se realiza en una zona perfectamente conocida y permanente, donde producirá erosiones hasta llegar al perfil de equilibrio, que es posible prever en el modelo reducido.

Ejemplo de este tipo son las presas del Mao y la actualmente en construcción para abastecimiento de Segovia, ambas estudiadas en modelo reducido.

La importancia de la fuerza erosiva del agua lanzada por los trampolines libres, limita la aplicación de éstos, a los casos en los que se presentan condiciones geológicas favorables.

Soluciones comparables a ésta, desde el punto de vista económico, con la ventaja de producir erosiones menos profundas, son los trampolines *sumergidos* y *semisumergidos*, en los cuales se logra, simultáneamente con el lanzamiento, una disipación de energía por fricción entre la lámina y los rodillos que la envuelven, de los cuales el inferior abriga el pie de la obra. Como ejemplos de este tipo de protección tenemos los trampolines sumergidos de las presas de Zorita y de Almoguera, en España, estudiadas por los autores en modelo reducido.

En algunas condiciones de funcionamiento de los trampolines *semisumergidos* aparece un fenómeno de inestabilidad de la lámina; periódicamente son arrastrados los rodillos y la lámina discurre directamente sobre el cauce.

La continua repetición del fenómeno aumenta mucho la magnitud de la erosión.

Estas fluctuaciones se producen por la aparición de importantes depresiones en el borde de lanzamiento, que aumentan desde los extremos al centro. Por tanto, las fluctuaciones pueden evitarse si se hacen desaparecer estas depresiones, lo cual se logra al dividir el

trampolín en elementos alternados mucho más reducidos, con ángulos distintos de lanzamiento.

Este dispositivo, original de los autores, se ha utilizado en diversas presas, en alguna de las cuales, como las de Las Conchas y del Tambre, ya se ha comprobado en la realidad su funcionamiento satisfactorio.

La aplicación de los trampolines se ha orientado también en otro sentido, buscando la desviación de la lámina para obtener la incidencia en el punto más favorable del cauce y aumentar su superficie de contacto con la atmósfera para favorecer la emulsión de aire. Con ello se incrementa la disipación de energía y se amplía la superficie de la zona de caída.

Para lograr estos efectos es imprescindible el ensayo en modelo de tres dimensiones, por lo cual los autores aplican el calificativo de «tridimensional» a este tipo de lanzadores.

Se describen como ejemplo algunas recientes realizaciones de estos dispositivos, comenzando por el proyectado y ensayado en la Escuela de Caminos para la presa de Venda-Nova (Portugal), en el cual la deflexión de la lámina se consigue por la convergencia de uno de los cajeros sobre la rampa de lanzamiento, obteniéndose una incurvación y expansión de la lámina muy uniforme, con incidencia en la zona del cauce previamente señalada como más conveniente.

Otra modalidad de los trampolines tridimensionales es la ensayada con la denominación de *trampolines helicoidales*, debido a las trayectorias descritas por las partículas líquidas. Por este sistema se ha resuelto la reincorporación al cauce de los caudales del túnel aliviadero de la presa de La Sarra, sobre el río Aguas Limpias.

Otro trampolín helicoidal, pero, en este caso, múltiple, es decir, formado por ocho elementos iguales, que cubren todo el pie del aliviadero, es el proyectado y ensayado para la presa de Bolarque, que actualmente se recrece y transforma en presa-vertedero.

CAVITACIÓN DE HORMIGONES

El problema de la cavitación del hormigón ha ofrecido siempre interés considerable, por haber sido causa de importantes daños en muchas obras.

En realidad, hasta hace pocos años no se ha conocido su verdadera naturaleza. Hoy está fuera de toda duda que se origina por la existencia de depresiones en los paramentos, motivadas por una separación o despegue de la lámina líquida. Esto explica su aparición en las zonas de fuertes curvaturas, caras de aguas abajo en los obstáculos opuestos a la corriente, etc., y desde luego se agrava siempre como consecuencia de las altas velocidades del agua, hoy corrientes en aliviaderos y túneles de las grandes presas.

Tres procedimientos pueden emplearse contra la cavitación:

a) Empleo de perfiles adecuados que eviten o reduzcan el despegue de la lámina.

b) Adición de una presión hidrostática positiva superior a la depresión que pueda producirse.

c) Aireación suficiente de la zona peligrosa, de modo que desaparezca la formación de vacío.

TRAZADO DE UN NUEVO PERFIL DE VERTEDERO

Un caso concreto de este importante problema de la lucha contra la cavitación nos lo ofrece el *trazado del perfil del aliviadero de la presa de Venda-Nova*. Se trataba de lograr un perfil de lámina-vertiente que se adaptase al paramento de una presa-bóveda, evitando el considerable volumen de hormigón que se produciría de haber adoptado un perfil Creager.

El problema se concreta en el trazado del umbral, pues, una vez orientada el agua convenientemente, deslizará sobre el paramento, adhiriéndose a éste, sin depresiones. Se han ideado dos dispositivos, que corresponden al primero y segundo procedimientos enunciados antes para evitar la cavitación: ateniendo a su peculiar funcionamiento los autores los denominan, respectivamente, «vertedero con succión bajo la lámina» y «vertedero con adherencia artificial». El ensayo en modelo reducido aconsejó optar por el primero, que, como se deduce de su nombre, es un perfil trazado de tal modo que el paramento, en amplia zona, quede sometido a una depresión uniforme, del orden de 1 m. de columna de agua, depresión que no implica ningún riesgo para la estabilidad de la presa, ni para la conservación del paramento, máxime si no está localizada.

Los distintos ensayos en modelo reducido han comprobado y perfeccionado los métodos analíticos utilizados para el cálculo de este perfil.

AIREACIÓN DE BORDES DE LANZAMIENTO

Otro caso en donde es preciso prever y evitar la cavitación, es en las *caras de dientes y obstáculos* utilizados para forzar el resalto. Aquí no es fácil utilizar el segundo procedimiento antes indicado, por lo que se emplean los otros dos, según los casos.

Aguas abajo de un diente de lanzamiento queda un espacio limitado por el propio diente, la solera del cuenco y unas superficies líquidas animadas de gran velocidad, que provocan, por consiguiente, el arrastre del aire encerrado.

Por ello, aparecen importantes depresiones en este espacio, con peligro para la conservación del diente y de la zona próxima de la solera.

Una solución para este problema, experimentada favorablemente, ha sido el proyecto de una galería trans-

versal que permite airear a través de sendos conductos, los frentes de aguas abajo de los dientes, con lo cual desaparecen las peligrosas zonas de vacío.

En bloques de retención, las depresiones se producen también en las caras laterales. Se pueden suprimir o, al menos, atenuar por ventilación mediante el trazado de perfiles adecuados.

Estos métodos de defensa de dientes, bloques, y, en algún caso, de trampolines (cuando la lámina no se airea, naturalmente), han sido experimentados en varios modelos y hoy se están llevando a la realidad en las correspondientes obras.

AIREACIÓN DE POZOS Y TÚNELES-ALIVIADEROS

Por último, otro problema que ofrece gran interés es la ventilación de los aliviaderos en pozo. En ellos se presentan dos cuestiones importantísimas, que pueden resolverse simultáneamente mediante adecuada aireación. En primer lugar, en la parte interior del codo de enlace del pozo y el túnel, se produce una separación que origina depresiones considerables, con el consiguiente riesgo de cavitación. En segundo lugar, es normal proyectar el túnel para que trabaje en régimen de canal; ahora bien, si el pozo y el codo están

en carga y el túnel no, habrá una sección cuyo emplazamiento varía continuamente, en la que se produzca el cambio de régimen.

Esta fluctuación expone a cavitación la zona afectada.

La aireación, que evita ambos peligros, puede realizarse mediante un pozo que termina en una cámara de ventilación, que ocupa la clave del túnel en toda la longitud del codo. Esta cámara es de ancho constante y de altura decreciente hasta anularse.

Esta cámara resuelve el primero de los problemas más enunciados. En cuanto al segundo problema, la entrada de aire asegura el funcionamiento como canal de toda la corriente, aguas abajo del punto de aireación, con lo que queda también evitada la fluctuación y sus consecuencias.

Este dispositivo ha sido diseñado y ensayado para el aliviadero del Pantano de Yesa, con resultados totalmente satisfactorios. La obra está ya en ejecución.

La forma de airear, propuesta por Stucky para las presas de Hamitz (Argel), Pracana (Portugal) y Ben Meir (Túnez), resuelven el segundo de los problemas planteados más arriba, pero dejan sin resolver el primero, mientras que la solución propuesta por los autores resuelve totalmente ambos.

Mayo 1952.

Por el Sr. Presidente se propone pasar a exponer, sin interrupción, el trabajo número 289, sobre «Recrecimiento de presas», que con el precedente podrían ser objeto, dice, de las observaciones de los señores congresistas. Así se acuerda.

N.º 289. - Recrecimiento de presas

Autores:

D. ENRIQUE BECERRIL, D. JOSÉ ANTONIO VICENS y D. MANUEL DÍAZ DE RÁBAGO

Ingenieros de Caminos

RESUMEN

Abordan los autores uno de los problemas más interesantes que pueden presentarse en el campo de la Ingeniería hidráulica; éste es el recrecimiento de una presa, ya que, como todas las obras de refuerzo de construcciones anteriores, exigen la máxima atención del técnico en la valoración de las hipótesis previas y en el estudio de la transmisión de esfuerzos y colaboración mutua entre fábricas de diferentes edades.

Muchos son los sistemas empleados para la resolución de este problema, y no se exponen en este trabajo todos ellos; sin embargo, a título de información se mencionan los más importantes que se resumen en el cuadro que figura en la página 576.

Como puede apreciarse, las posibilidades que ofrece la técnica son abundantes, y en cada caso debe buscarse la solución a él más apropiada; ahora bien, los autores estudian tan solo el recrecimiento que llaman paralelo, ya que en el campo de su actuación profesional han debido resolver problemas de este tipo que conocen, por tanto, más a fondo.

El estado elástico de un cuerpo, sometido a una serie de causas exteriores e internas, viene definido

por la elipse de tensiones correspondiente a cada punto; elipsoide, en el caso de considerar un estado elástico tridimensional. A cada plano considerado corresponde un esfuerzo normal y otro tangencial; el primero, absorbido por la resistencia a tracción o compresión del material, y el segundo, por efecto de la cohesión interna y por la coacción del rozamiento. Ahora bien, en el caso estudiado, la junta de separación, entre fábrica vieja y nueva, constituye un plano de debilidad en el que la cohesión entre sus labios puede quedar sumamente disminuída y aún, en algunas circunstancias, por fisuración, totalmente anulada.

Al analizar la transmisión de esfuerzos a través de la junta, se supone que, dado que en una presa no deben admitirse fenómenos de tracción, la transmisión de los esfuerzos normales, compresiones, no origina serios problemas. No ocurre así con los esfuerzos tangenciales cuyo estudio es del máximo interés y viene a limitar la posibilidad del recrecimiento.

Uno de los primeros sistemas empleados para resolver la continuidad en la transmisión de cargas tangenciales, es definir la junta del recrecimiento por una isostática, y así se ha usado esta disposición en la construcción en dos etapas de la presa de Burguillo con

MODOS DE LLEVAR A CABO EL RECRECIMIENTO DE UNA PRESA

Con previsión especial en la construcción inicial.....	Perfil limitado por una isoséptica.....	De 2.º orden: <i>Puentes Viejas</i>
		De 1.º orden: <i>Burguillo</i>
Sin previsión especial en la construcción inicial.	Por refuerzo y elevación de la coronación.....	<i>Assuan 1.º</i>
		<i>Assuan (2.º y 3.º)</i>
	Recrecimientos paralelos.....	<i>Irabia (1.º, 2.º y 3.º)</i>
		Atagüa de <i>Alarcón</i> , etcétera
Especialidades...	Anclajes por cables.....	En construcción: <i>Bolarque</i>
		En proyecto: <i>Bachimaña</i>
	Macizado de contrafuertes.....	<i>Burgomillado</i> (en proyecto)

excelente éxito. Ahora bien, en realidad, en una junta trazada de esta forma, existirán cargas tangenciales, entre otras razones, por la variación del nivel de embalse; en consecuencia, su anulación es, más bien, teórica que real.

Por otra parte, este tipo de recrecimiento sólo puede emplearse cuando al construir la primera presa se pensó en esta posibilidad, a menos de realizar, de no ser así, demoliciones de algún volumen, siempre gravosas. Creen, sin embargo, los autores que no es necesaria prácticamente la anulación de las cargas tangenciales a lo largo de la junta.

En efecto, basta substituir la condición analítica $T = 0$ por la $T_{efec} \leq 0$ para tener asegurada la transmisión de esfuerzos de esta naturaleza; esto es, basta hacer intervenir la coacción de rozamiento que siempre existe, aún en el caso de total fisuración. Este nuevo punto de partida es del máximo interés en los recrecimientos paralelos de las presas.

Se expone a continuación el razonamiento matemático que, a partir de las hipótesis básicas que permiten la aplicación del método de Pigeaud, deduce la cuantía mínima de un recrecimiento. No detallamos éste y sólo indicaremos, como conclusión práctica obtenida, que, para hormigón de $2,3 \text{ Tn./m}^3$ de peso unitario, los recrecimientos, variables con el talud, de una presa de perfil triangular, están comprendidos,

para valores usuales de aquél, entre el 30 % y el 133 %, es decir, «son del orden del 100 por 100».

Ahora bien, añaden los autores que la condición $T_{efec} \leq 0$ a impuesta en todos los puntos de la junta de recrecimiento y para cualquier dirección de ellos considerada, es tal vez excesiva, máxime si se considera que cuidando la ejecución y hormigonado, es posible absorber cargas tangenciales por efecto de la cohesión; por lo tanto, pueden admitirse incrementos de menor cuantía, siempre que se disponga el escalonado en la junta, de forma que, para la dirección de los escalones, resulte $T_{efec} \leq 0$. En cada caso es el técnico el que debe elegir la disposición más apropiada, tanto por la consideración de las circunstancias particulares que en él concurren, como por el estudio de las posibles precauciones que deben tomarse durante el hormigonado. Indican los autores en su trabajo que conviene dejar en la junta mampuesto y anclajes que, aun cuando, en algunos recrecimientos, no son necesarios, en otros, aseguran la unión entre las fábricas.

Expuestas las anteriores consideraciones genéricas, se aborda a continuación el estudio tensional de la presa recrecida, de acuerdo con la teoría de la Elasticidad, partiendo de una función de Airy que se ajuste a las condiciones del caso. Cabe considerar en este análisis dos posibles variantes, según sean las condiciones propias del recrecimiento, esto es, según se ejecute éste a embalse vacío o a embalse lleno.

Bajo el primer supuesto, el cálculo teórico puede abordarse por el método de Pigeaud, usual para el estudio de presas de gravedad; no ocurre así, sin embargo, en el segundo.

El recrecimiento a embalse lleno o medio introduce siempre tensiones parásitas muy perjudiciales, que pueden originar tracciones importantes en algunos puntos de la presa. Por ello es aconsejable vaciar el embalse totalmente antes de iniciar el recrecimiento.

No obstante, en ocasiones esto puede originar graves perjuicios económicos, y, para evitarlos, se ha recurrido alguna vez a ejecutar recrecimiento de presas sin vaciar totalmente el embalse. En tales casos, un criterio elemental de prudencia aconseja estudiar el efecto de las tensiones parásitas así introducidas, para tener, al menos, idea de su cuantía.

Los autores exponen un procedimiento de cálculo de las mismas, basado en la aplicación de la función general de Airy, desarrollada en serie de polinomios homogéneos, con lo que se llega a unas fórmulas relativamente sencillas, que dan las tensiones en cada punto, desarrolladas en serie, en función de sus coordenadas polares.

Por último, se menciona la importancia que tiene en todo recrecimiento la consideración de los fenómenos térmicos y de retracción que obligan a prever

durante la construcción un sistema de hormigonado que reduzca a un mínimo sus perjudiciales efectos. Esto es, el hormigonado de cada bloque separadamente de la junta dejando para ejecutar con el superior una cuña aproximadamente triangular. Este u otro sistema per-

mitirá que el nuevo hormigón tome la mayor parte de su retracción y, en consecuencia, reducirá a un mínimo el riesgo de fisuración, con lo que puede asegurarse la continuidad de la fábrica.

Mayo 1950.

Invitados los congresistas por la Presidencia para que pudieran intervenir los señores que desearan hacer algunas observaciones sobre los anteriores trabajos expuestos, y al no haber alguno que lo solicitara, se concedió la palabra al Sr. Canto Moniz para que desarrollara el trabajo que a continuación se publica, lo que hizo en idioma portugués.

N.º 82. - O problema das camadas de desgaste nas estradas de tráfego ligeiro

Autor. D. J. CANTO MONIZ

Engenheiro Civil (Portugal)

INTRODUÇÃO

A maior parte das estradas de uma rede rodoviária tem tráfego ligeiro, havendo algumas com tráfego médio e ainda menos com tráfego intenso.

Os troços de estradas com tráfego intenso localizam-se, em geral, nas proximidades dos grandes centros.

Até há pouco tempo, principalmente na Península, considerava-se solução satisfatória deixar por largos anos as estradas de tráfego ligeiro com macadames de água.

As necessidades do tráfego moderno —altas velocidades aliadas a cargas aderentes apreciáveis— obrigam a considerar que já não é admissível a existência de um pavimento de macadame sem uma camada de desgaste que assegure boas condições de aderência, sem poeiras e sem os numerosos inconvenientes que para a comodidade e segurança do tráfego automóvel os pavimentos de macadame apresentam.

Por outro lado, considerando o problema da conservação dos macadames de água, é fácil concluir que os elevados encargos de conservação e a sua vulnerabilidade

de à acção dos agentes atmosféricos, só permitem considerá-los como uma fase da construção dos pavimentos elásticos, sobre cuja camada é urgente construir a camada de desgaste e impermeabilização.

Nos pavimentos das estradas de tráfego ligeiro, o desgaste devido aos agentes atmosféricos (água, vento, gelos, etc.), é superior ao desgaste devido ao tráfego ou, quando muito, da mesma ordem de grandeza.

Para as estradas de tráfego médio a orientação seguida até há pouco para a construção da camada de desgaste, consistia no emprego do revestimento superficial por rega de uma ou duas camadas de produto betuminoso, sobre o qual eram espalhadas areias ou gravilhas.

Para as estradas de maior tráfego, tem-se usado a semi-penetração betuminosa, as calçadas de cubos ou paralelepípedos, os betões de cimento e, modernamente, os betões asfálticos.

Nos revestimentos superficiais (riegos), o emprego de uma só camada com 1,8 kg. ou 2,0 kg. de betuminoso (betume, emulsão ou cut-back) não pode consi-

derar-se solução aceitável, quer pela sua pouca duração, quer porque não se obtém um pavimento com um mínimo de impermeabilidade aceitável, para garantir protecção à acção dos agentes atmosféricos.

Como mínimo, tem que se empregar duas regas sucessivas, ou uma abundante de, pelo menos, 2,5 kg.

Esta técnica, porém, apresenta inconvenientes que o moderno processo do espalhamento mecânico (rega mecânica), não consegue anular.

O emprego dos espalhamentos mecânicos do betume e das gravilhas (areniscas), assegura uma uniformidade de execução e do trabalho final, mas há fenómenos que não são eliminados.

Assim, nos países de forte amplitude térmica (como Portugal e Espanha) não se consegue impedir os amolecimentos do betume nas épocas quentes, nem um polimento rápido da superfície em consequência de não podermos conseguir um perfeito controle da granulometria do aglomerado final, incluindo o controle dos vazios.

Não é possível estabilizar o betume com o emprego conveniente de fillers.

A necessidade da permanência das areias ou gravilhas (aridos ou areniscas) sobre os pavimentos durante a construção e, com frequência, durante os períodos quentes, representa um grave inconveniente para segurança do trânsito.

Estes inconvenientes também existem nas semi-penetrações betuminosas, mas, em relação a estes pavimentos, o problema está resolvido com a substituição pelos betões asfálticos ou macadames asfálticos, cuja técnica se tem aperfeiçoado muito, quer sob o ponto de vista da constituição, quer sob o ponto de vista económico. Esta circunstância permite, seguramente, considerar fora de moda a técnica da semi-penetração ou penetração betuminosas.

Em relação às camadas de desgaste das estradas de tráfego ligeiro, impunha-se estudar o problema, de modo a conseguir uma solução tecnicamente mais perfeita e mais económica.

Experiências feitas durante algunos años em Portugal permitiram considerar una solução, que trazemos à apreciação dos Colegas espanhóis no presente trabalho.

I

CONSIDERAÇÕES GERAIS

Há alguns anos temos procurado aperfeiçoar, tanto quanto possível, a técnica de construção dos pavimentos betuminosos, para as condições do nosso clima, tendo por objectivo:

- a) Obter pavimentos de maior perfeição e duração.
- b) Obter pavimentos de mais baixo custo.
- c) Procurar eliminar o gravíssimo inconvenientes das areias soltas sobre os pavimentos, quer durante a sua conservação.

Estes objectivos, a serem conseguidos, traduzem-se em:

- 1.º Maior segurança para a vida dos nossos compatriotas que circulam nas estradas;
- 2.º Melhorar o rendimento da exploração da Rede Rodoviária Nacional;
- 3.º Possibilidade de aumentar o volume de trabalhos a realizar, o que é de grande interesse económico para a Nação, e político para a Administração e para os Serviços.

A guerra prejudicou o nosso trabalho, pois a falta de materiais, o abrandamento de trabalhos e a falta de intercâmbio cultural e técnico, com os países mais avançados, dificultavam o nosso estudo.

No entanto experiências foram feitas, e assim foi possível realizarmos um estudo da possibilidade de generalização entre nós dos pavimentos betuminosos pos mistura - Macadames betuminosos e Betões betuminosos ou asfálticos.

A circunstância de termos sido enviados em missões de estudo ao estrangeiro, terminada a guerra, permitiu-nos fazer certas correcções nos nossos estudos e facilitou-nos a confirmação de que tínhamos trabalhado bem e, apesar das nossas dificuldades, sob alguns aspectos, estávamos orientando os nossos trabalhos num sentido mais real, em relação ao problema económico português.

Porém, os resultados que apresentávamos não resolviam, quanto a nós, completamente o problema que nos propusemos solucionar.

É que a construção em larga escala de betões asfálticos, ou macadames betuminosos, permitia eliminar a técnica das semi-penetrações betuminosas, e com ela os inconvenientes de um pavimento relativamente caro,

que necessita de areias soltas na construção e conservação, durante alguns anos.

Por outro lado, permitia, ainda, reduzir o consumo do País em produtos betuminosos em cerca de 25 a 30 %, em relação às semi-penetrações.

Porém, o problema da construção de camadas de desgaste de Portugal, na maior parte das suas estradas, é o da construção de pavimentos ligeiros e baratos, pois, que, em geral, o nosso tráfego é ligeiro, sendo nalguns casos médio, e excepcionalmente intenso (proximidades de Lisboa, Porto e Coimbra).

Não podíamos deixar de considerar a construção em larga escala dos clássicos revestimentos superficiais betuminosos, cuja técnica abriga aos espalhamentos de areias durante a sua construção, e em grande parte do período da sua vida.

Este tipo de pavimentos, feito por uma ou duas camadas, representava a solução mais económica ou, pelo menos, mais barata para a grande maioria das estradas portuguesas.

E isto era assim, pela facilidade de trabalho e por permitir, em grande número de casos, o aproveitamento de areias naturais que o nosso País possui, em grande quantidade.

Quanto a nós, impunha-se que fosse aplicada uma técnica que, em condições de preço e para os nossos materiais, pudesse substituir a Técnica Clássica dos revestimentos superficiais, quer eles fossem executados como camada de desgaste ligeira a construir sobre fundações de macadame, quer eles fossem empregados como elemento de correcção dos antigos betuminosos em ruína, ou excessivamente polidos (derrapantes).

Nos trabalhos a nosso cargo, procurávamos nas granulometrias das areias encontrar a solução parcial do problema, e chegámos a resultados ponderáveis, mas a severidade das condições do nosso clima não permite tirar desta técnica os resultados que em outras latitudes talvez se consigam.

É que as amplitudes térmicas do nosso clima são muito grandes, e a acção de estabilização sobre os ligantes que se pode conseguir com um agregado de mais apropriada granulometria, é insuficiente para dominar a susceptibilidade do betume à temperatura. A tentativa de empregar betume de mais baixa penetração é condicionada pelos mínimos da nossa temperatura ambiente, em virtude de rápida diminuição, nes-

ses betumes, da ductilidade com a temperatura (produção de fendas devido à retracção). Tínhamos pois, de procurar a resolução do problema dos revestimentos ligeiros em outra técnica que não fosse o revestimento superficial clássico.

II

UMA SOLUÇÃO DO PROBLEMA

Se fosse possível estabilizar o betume antes de o espalhar, o problema ficaria, talvez, resolvido. Esta tentativa estava em curso em Espanha, com o emprego dos «alcatrões fillerizados», cuja técnica consistia em conseguir uma suspensão de filler natural no seio dos produtos betuminosos.

Era de prever que esta técnica não teria largo futuro, pela dificuldade de manipulação dos «fillerizados» e porque era duvidoso que a acção estabilizante do filler, que está verificada em delgadas películas, se não verificasse em grandes massas de betume, com pequenas porcentagens de filler, evidentemente.

Por outro lado, os técnicos espanhóis procuravam com esta técnica aumentar a resistência da película do ligante à acção de deslocamento da água e, que nos constasse, nunca se preocuparam com o aumento da estabilidade volumétrica do ligante, de modo a impedir os clássicos refluimentos.

As opiniões dos técnicos espanhóis dividiram-se, e em face das informações que colhemos, em viagens de estudo a Espanha, fácil nos foi concluir que a «técnica dos fillerizados» não resolvia o problema, no estado em que se encontrava.

Quanto a nós, restáva-nos ainda a técnica das misturas, pois sabíamos dominar a susceptibilidade volumétrica dos betuminosos sob a acção da temperatura, com pequenas percentagens de fillers, sempre que tivéssemos delgadas películas de ligante.

A observação que fizemos na Suíça dos pavimentos por mistura, feitos à base de fillers betuminosos, sugeriu-nos a ideia de empregarmos argamassas betuminosas em camadas delgadas, mas empregando fillers naturais e composições pouco densas, portanto com pequenas percentagens de betume.

O «Streu-Durit» ou «Durit-à-rependre», não era mais do que um espalhamento muito ligeiro de uma

M. O. P.



argamassa betuminosa, sobre uma ligeira rega de colagem do produto betuminoso.

É empregado filler betuminoso «Durit», mas a camada de argamassa é muito ligeira, atingindo alguns milímetros apenas, e a percentagem do betume na argamassa é apreciável, sendo uma técnica cara, e estando registada a patente do filler betuminoso.

O problema português dos pavimentos betuminosos ligeiros, para substituírem os revestimentos superficiais, obriga ao emprego de camadas com espessuras superiores a um centímetro, pois, abaixo desta espessura, a carga severa do aro metálico que é permitida pelo Código da Estrada, faz deslocar a brita do macadame, e rompe-se a camada do revestimento superficial, se este tem espessura inferior a um centímetro.

Todas estas considerações levaram-nos a ensaiar o emprego de argamassas betuminosas em que a percentagem do betume não excedesse 6 % em peso, e nas quais fosse possível o emprego das areias naturais, cuja composição granulométrica fosse ou não corrigida.

Os resultados foram interessantes, pois conseguimos com esta técnica:

- a) Construir tapetes de 1,5 a 2 cms. de espessura, convenientemente resistentes, impermeáveis e anti-derrapantes;
- b) Eliminar completamente as areias soltas no pavimento, quando da construção ou na conservação, tal como acontece nos betões asfálticos;
- c) Reduzir de cerca de 30 % o betume necessário para construir tapetes desta espessura, por dois revestimentos superficiais feitos à maneira clássica;
- d) Estabilizar completamente o betume com o emprego de filler natural, o que dá maior estabilidade ao aglomerado betuminoso e impede o refluimento, que dá origem à necessidade do emprego de areias e ao polimento temporário do pavimento, perigoso para o tráfego;
- e) Deixar no seio da massa uma certa percentagem de vãos (vãos residuais), que representam uma reserva de espaço para possíveis expansões do conjunto «betume-filler», em épocas de excepcionais calores.

Chamamos a estes pavimentos —*tapetes ligeiros*—.

O pavimento assim construído fica anti-derrapante, mas lamentamos não nos ter sido possível efectuar o estudo comparativo da aderência deste tipo de pavi-

mento, em virtude de ainda não existir no País uma máquina apropriada para estudar o atrito dos pavimentos.

Repetimos que este pavimento não pode considerar-se um «Sheetasphalt» ou um «Sandasphalt», dada a pequena percentagem de produto betuminoso e a composição relativamente aberta do tapete conseguido.

Na construção destes tapetes temos empregado quase exclusivamente areias de rio, siliciosas, de forma mais ou menos cúbica.

Estas areias têm uma composição granulométrica regular, que aproximadamente se pode definir do seguinte modo:

1/3 de elementos de 0 a 1 m/m.

2/3 de elementos de 1 a 10 m/m.

Em geral empregamos quatro a cinco por cento de filler de calcáreo.

A fig. 1 mostra uma curva granulométrica de uma areia natural de rio que foi empregada em alguns trabalhos deste género.

Tem sido frequente corrigirmos areias de um areeiro com outras, de modo a conseguirmos uma composição granulométrica mais conveniente.

Temos empregado quase exclusivamente areias naturais, mas também fazemos correcções das areias naturais com agregados artificiais.

III

POSSIBILIDADE ECONÓMICA DA GENERALIZAÇÃO DO EMPREGO DESTA TÉCNICA

O estudo da possibilidade económica desta técnica, foi feito em dois trabalhos que funcionaram com «trabalhos-piloto».

Isto é, foram feitos dois trabalhos, um sobre betuminoso antigo e outro sobre macadame.

Os resultados foram satisfatórios e depois, faltava estudar a composição —tipo de uma brigada— em material e pessoal.

Foram estudados estes dados indispensáveis para a organização deste trabalho em grande, tendo-se chegado às conclusões desejadas.

Foi, pois, montado um estaleiro em forma e organizada uma brigada para o revestimento ligeiro com argamassa betuminosa, com a espessura de 1,5 centímetros depois do recalque, na E. N. n.º 232, entre quiló-

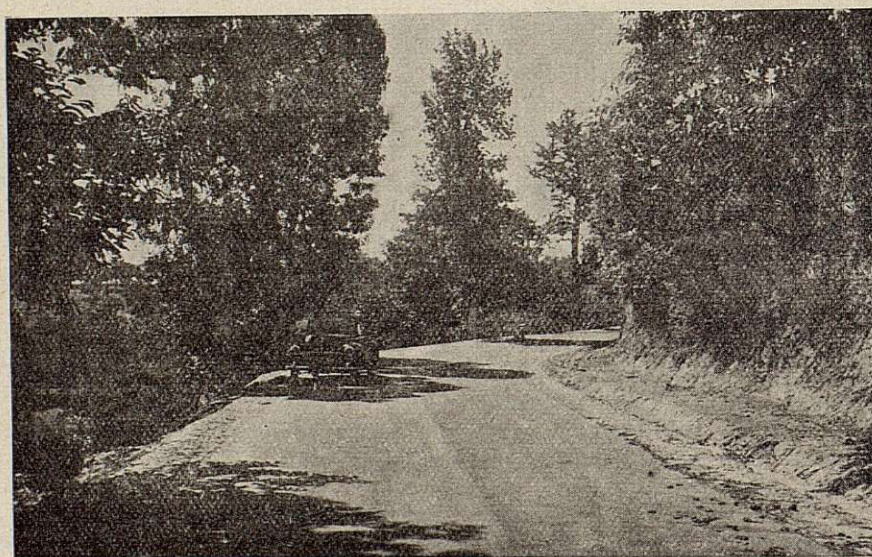


Fig. 2, 3 e 4.—E. N. n.º 102.—Aspectos de um pavimento constituído por um tapêe ligeiro de argamassas betuminosas com 15 m/m. de espessura, construído sobre um macadame de água.

metros 20,255 e 24,719, utilizando areias naturais. Este trabalho foi feito ainda em época fria (Fevereiro e parte de Março de 1949), mas o resultados práticos e técnicos foram interessantíssimos.

A técnica de execução destes trabalhos é idêntica



Fig. 5.—E. N. n.º 102.—Aspecto da textura superficial do pavimento das figuras 2, 3 e 4.



Fig. 6.—E. N. n.º 102.—Aspecto do corte do pavimento a que se referem as figuras 1, 2, 3, 4 e 5.

Tamanho natural.

Peso específico: 1.700 Kg./m³

Peso por m²: 26 a 30 kilos.

à da execução dos betões asfálticos —envolvimento dos materiais pelo betume, a quente, sendo os materiais secos aquecidos, e empregando-se filler como elemento estabilizante do betume.

Esta técnica permite o emprego de todo o material e maquinaria destinado aos revestimentos clássicos, e necessita mais de uma instalação de mistura e secagem, empregando um secador de materiais e uma misturadora ou betoneira.

As operações que esta técnica necessita, são as seguintes:

A. Limpeza do macadame, idêntica à necessária para um revestimento superficial, incluindo o emprego de ventoínha;

B. Rega de colagem com produto betuminoso, que para os macadames portugueses oscila entre 400 e 500 gramas de betume por metro quadrado;

C. Secagem e envolvimento pelo betume das areias ou gravilhas;

D. Espalhamento manual da argamassa assim obtida, com auxílio de rodos, ou espalhamento mecânico, este ainda não ensaiado, e constitui um problema a estudar dada a pequena espessura da camada;

E. Cilindramento com um cilindro de 6 a 8 toneladas;

F. Espalhamento, por varredura, de uma ligeira camada de filler, logo a seguir ao cilindramento.

Em relação aos revestimentos superficiais clássicos, esta técnica compreende mais a operação de aquecimento e mistura dos materiais inertes, bem como o emprego de filler.

Nos trabalhos realizados e em relação às bases de preços estabelecidos e em uso em Portugal, chegámos à conclusão de que esta operação a mais custa, para revestimentos de 15 a 20 milímetros, 1 \$ 00 a 1 \$ 50 por m².

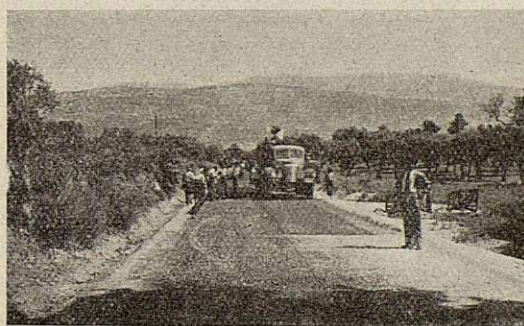


Fig. 7 e 8.—Aspectos da construção de tapetes ligeiros de argamassa betuminosa. Notar a limpeza do macadame e a ligeira rega de colagem (400 a 500 gramas de producto betuminoso por m²).

Vejamos, agora, a economia que se consegue no final do trabalho.

O betume necessário para um trabalho que, *passados dois ou três anos, pode ser considerado equivalente a este tapete ligeiro* é o que corresponde a um revesti-

mento feito por duas camadas com 1,8 a 2,0 quilos de betume mais 1,2 a 1,5 quilos, isto é, 3,0 a 3,5 quilos de betume por metro quadrado.

Ora, um metro quadrado de tapete de argamasas betuminosas leva no total a seguinte quantidade de betume:

Na colagem	0,400	quilos
Na massa	1,600 a 1,700	quilos
<i>Total</i>	2,000 a 2,100	quilos

Economizam-se 1,4 a 1,5 quilos de betume, que ao preço de 1 \$ 70 (posto no local), corresponde à economia de 2 \$ 38, por metro quadrado.

A esta economia há a juntar a do desaparecimento da operação da segunda rega de betume e espalhamento de areia, e a que resulta do desperdício da areia ou gravilha que não é aglutinada no betuminoso, nos revestimentos clássicos.

Vê-se imediatamente que a técnica dos tapetes li-



Fig. 9 e 10.—Aspectos da construção de um tapete ligeiro de argamasas betuminosas com 15 m/m de espessura. Na fotografia inferior vê-se a operação final que consiste no espalhamento, por varredura, de uma ligeiríssima camada de filler de calcáreo (rocha básica).

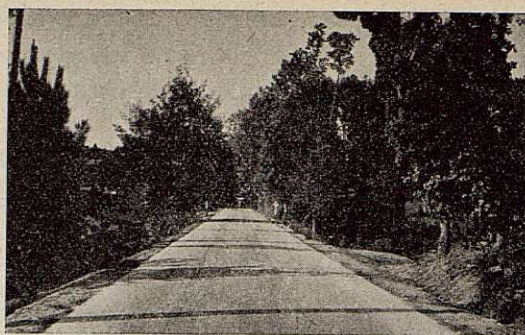


Fig. 11 e 12.—E. N. n.º 231.—Aspecto com que fica um tapete ligeiro com 15 m/m de espessura, logo a seguir à construção. A cor branca vai desaparecendo, ficando no final o pavimento com uma cor clara, de cinzento mate a castanho mate, conforme a cor das areias ao agregado.

geiros, apesar de ter a operação da mistura a mais, é mais barata que a do revestimento clássico, por duas camadas.

Para a economia do País, o facto de empregar menos 20 a 30 % de betume é de grande importância, como adiante veremos.

Mas vejamos os resultados práticos conseguidos nos trabalhos em curso e efectuados no País, com esta Técnica.

O cálculo exacto do preço que a seguir se apresenta, foi feito na pavimentação do troço da E. N. 102, entre kms. 114,750 e 120,800, tomando como base a despesa total do mês de Maio.

O preço encontrado por metro quadrado de pavimento, com a espessura média de 2 centímetros, depois do recalque, foi de 7 \$ 96.

Este preço compreende todos os encargos, incluindo as percentagens usuais para administração e seguro do pessoal, e é assim discriminado:

Mão de obra, incluindo a exploração de areia.	1 \$ 43
Combustíveis e lubrificantes	1 \$ 12
Betume	3 \$ 66
Filler	\$ 31
Aluguer de máquinas	\$ 16
Transportes, incluindo o da areia	\$ 41
Ferramentas	\$ 08
Seguro	\$ 07 (3 %)
Administração	\$ 72 (10 %)

Total... 7 \$ 96

Se atendermos a que o forno aquecedor de materiais que foi empregado neste trabalho, é de rendimento cerca de 30 % inferior ao rendimento da misturadora «Millars» utilizada, este preço deveria baixar ainda.

É de notar que a exploração da areia foi feita a cerca de 15 quilómetros do estaleiro de fabrico das massas.

Podemos, pois, concluir com segurança que era possível construir tapetes ligeiros com argamassas betuminosas feitos com areias naturais, ao preço de 8 \$ 00 por metro quadrado, para espessuras de 1,5 a 2 centímetros, depois do recalque.

No caso de se empregarem areias artificiais, devemos considerar um aumento de 30 % deste preço, isto é:

Tapetes de 1,5 a 2 cms. com areias naturais.	8 \$ 00/m ²
Tapetes de 1,5 a 2 cms. com areias artificiais (granuladas)	10 \$ 00/m ²

Ora o preço médio do revestimento superficial betuminoso por 2 camadas é, em Portugal, compreendido entre 10 \$ 00 e 12 \$ 00 por metro quadrado.

É evidente que estes preços não se aplicam às condições espanholas, pois a importação dos betumes a granel e a utilização de produtos betuminosos produzidos pela indústria nacional representam dados diferentes. Porém, o raciocínio sobre economia relativa mantém-se.

IV

DUAS QUESTÕES TÉCNICAS IMPORTANTES

A.—MANEABILIDADE DAS MASSAS.

Propositadamente, quisemos efectuar experiências com esta técnica durante a época de baixas temperaturas, e assim iniciámos os nossos trabalhos no distrito de Guarda, em meados de Fevereiro, próximo de

Gouveia, na E. N. n.º 232, cujo macadame acabara de sofrer uma reconstrução total.

O trabalho do espalhamento das massas tinha que ser feito à mão, com auxílio de rodo. Esta circunstância, que tem de verificar-se na maior parte dos trabalhos portugueses deste género, obriga a que haja um perfeito controle das facilidades de trabalho que a massa betuminosa oferece.

A maneabilidade da massa depende, principalmente, das três variáveis seguintes:

- 1.º Viscosidade do ligante.
- 2.º Temperatura dos materiais.
- 3.º Granulometria (incluído filler).

Ora, como se tratava do emprego de areias naturais, não era prático nem económico contar com a 3.ª variável.

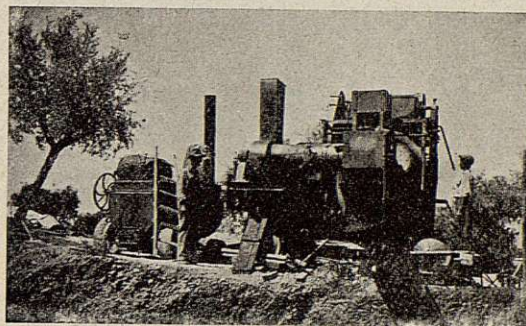


Fig. 13.—Estaleiro de aquecimento e mistura, constituído por uma aquecedora-misturadora (Miser) intermitente "Millar's" e por uma caldeira de betume. Permite a construção diária de 200 metros de tapete de 15 m/m de espessura, em estradas de 6,00 m. de largura.

Assim, subimos a temperatura do aquecimento dos materiais, e, principalmente, fizemos variar a viscosidade do ligante empregando cut-back MC-4 misturado com o betume de penetração 180/200, desde 25 % de cut-back até 75 %, nos dias mais frios.

À medida que o tempo foi aquecendo, foi-se diminuindo a percentagem de cut-back, e, a partir dos 16º da temperatura ambiente passou a empregar-se apenas betume de penetração 180/200.

Com esta orientação, não fizemos mais do que aplicar para as argamassas uma técnica de controle de maneabilidade das massas que adoptámos na construção de um betão betuminoso espesso e compacto,

na E. N. n.º 102, que foi executado à temperatura ambiente que oscilava entre + 5° C. e - 4° C.

Notamos que foi o primeiro trabalho deste género efectuado em Portugal, a baixas temperaturas, e com tão compacta granulometria.

B.—ATAQUE PELOS EXCREMENTOS.

Surgiu um facto inesperado que representava séria dificuldade a vencer, e que poderia comprometer esta Técnica, nas regiões onde haja muito gado lanígero e bovino.

Depois de executada a camada de desgaste, verificase que nos primeiros dias os excrementos do gado lanígero atacam o pavimento, produzindo covas e o levantamento do agregado superficial.

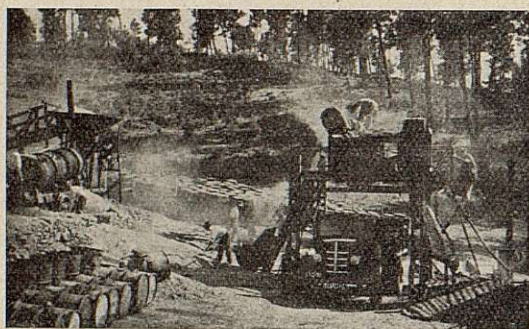


Fig. 14.—Estaleiro de aquecimento e mistura. Misturadora - "Millar's"; aquecedor - fabricação portuguesa.

Produção deste estaleiro: 400 metros de estrada por dia, com 6,00 m. de largura e 15 m/m de espessura.

Este fenómeno não se verifica com os excrementos do gado caprino ou cavalar, mas, em certos casos, verifica-se com os excrementos verdes do gado bovino.

Ponderada a questão, formulámos a hipótese do ataque ser devido à acção de diluição das fezes, exercida pelos ácidos e seus derivados.

O problema foi estudado e chegámos à conclusão que era indispensável neutralizar estes ácidos por meio de uma operação nova a introduzir na técnica, *sob condição expressa de ser extremamente simples e económica.*

O ataque das fezes exerce-se ligeiramente nos betões asfálticos, mas é acentuado nas argamassas de tipo aberto de que vimos tratando, dada a sua peque-

na espessura e a pequena dimensão dos agregados que as constituem.

Era possível obter argamassas compactas nas quais este fenómeno fôsse menos acentuado, mas, nesse caso, cairíamos nos «Sandasphalts» ou «Sheetasphalts», que são muito caros, e o nosso objectivo era conseguir um pavimento ligeiro e barato, para bater em qualidades e preços os revestimentos superficiais clássicos (riegos).

Este problema foi resolvido com o espalhamento superficial de uma ligeiríssima camada de filler de pedra básica (calcáreo), sobre o pavimento, logo a seguir à sua construção.

A acção de protecção é devida a dois fenómenos:

a) Neutralizar e isolar a acção dos ácidos ou seus derivados, sobre o produto betuminoso;

b) Tornar mais resistente a camada superficial do tapete, fechando-o e tornando mais resistente a película do ligante que envolve os elementos mais próximos da superfície.

E tudo isto se consegue com o custo de \$ 10 por m² de pavimento!

Consideramos que esta operação do espalhamento de filler na superfície do pavimento, com este objectivo, é uma técnica nova, o que nos tem sido confirmado por técnicos de renome mundial.

V

IMPORTANCIA DA GENERALIZAÇÃO DAS TÉCNICAS DE MISTURA, PARA A BALANÇA COMERCIAL DO PAÍS

Nos diferentes trabalhos que temos apresentado, temos procurado chamar a atenção da importância que tem para o País a possível redução dos materiais betuminosos a importar, por metro quadrado de pavimento a construir.

Vamos, de uma forma sucinta, procurar focar mais objectivamente este aspecto da questão dos pavimentos.

Afirmámos e demonstrámos pela prática, de que uma camada de desgaste de betão betuminoso de 4 centímetros e meio de espessura era cerca de 30 % mais barata que uma semi-penetração completa com 8 a 10 centímetros de espessura.

Uma semi-penetração betuminosa, para poder ser considerada perfeita, deve empregar 4 a 4,5 quilos de betume na penetração, mais 1,5 quilos de betume no revestimento superficial de acabamento.

Isto é, deve empregar 5,5 a 6 quilos de betume por metro quadrado de pavimento.

Um betão betuminoso ou asfáltico com 4 a 4,5 cen-

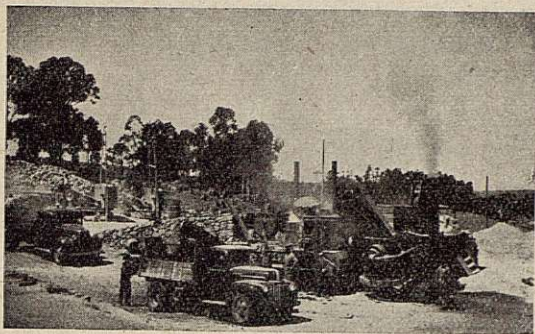


Fig. 15.—Estaleiro de produção contínua "Barber-Green" de 30 Tn/H. de produção. Com este estaleiro chegaram a construir-se 700 metros por dia de tapete ligeiro de 15 m/m de espessura, em estrada de 6,00 m. de largura e com espalhamento das massas à mão.

tímetros de espessura, pesa à volta de 80 quilos por metro quadrado.

Considerando a percentagem de 5 % de betume, este tipo de pavimento necessita de 4 quilos de betume por metro quadrado.

Isto é, uma economia superior a 30 % de betume, em relação à semi-penetração betuminosa.

Sabemos que se têm construído semi-penetrações com menos betume de que os 5,5 a 6 quilos, mas trata-se, certamente, de estradas de pouco tráfego e, mesmo assim, *consideramos discutíveis essas soluções.*

Quanto aos revestimentos superficiais, a economia é da mesma ordem de grandeza, considerando os revestimentos por duas camadas e os tapetes ligeiros de 15 a 20 milímetros de espessura, depois do recalque.

Quer isto dizer que, em relação à importação de produtos betuminosos para pavimentos, a balança comercial do País pode ser aliviada em mais de 30 %, se forem generalizadas as técnicas por mistura.

As importações do producto betuminoso de Portu-

gal totalizavam, em 1947, cerca de 40.000.000 escudos, para a mercadoria cif. Lisboa.

Considerando o que acabamos de dizer, a economia de divisas poderá atingir:

$$30 \% \text{ de } 40.000.000 = 12.000.000 \$ 00$$

Este aspecto é da maior importância em todas as épocas, mas muito especialmente nos tempos modernos, em que a economia das Nações tem por fulcro o problema das divisas.

VI

CONCLUSÕES

Embora este tipo de pavimento esteja ainda em observação em Portugal, os resultados da observação de algumas dezenas de quilómetros de vários troços de estradas que têm em serviço este tipo de pavimento, permitem tirar as seguintes conclusões:

1.^a A técnica da construção de revestimentos betuminosos por mistura pode estender-se, com vantagem, para os revestimentos ligeiros a construir sobre



Fig. 16.—E. N. n.º 232.—Aspecto de um pavimento de tapete ligeiro com 15 m/m de espessura de argamassa betuminosa, empregando areias naturais de rio.

fundação de macadame de água, assim como para os trabalhos de conservação de antigos revestimentos ainda resistentes;

2.^a Esta técnica tem, sobre os revestimentos superficiais por rega, a vantagem de permitir obter revestimentos mais estáveis, mais resistentes e com características de rugosidade mais controláveis;

3.^a Sob o ponto de vista económico, a redução relativa do emprego das quantidades de produto betuminoso a empregar, é muito importante, principalmente para os países que importam estes produtos;

4.^a É uma técnica que tem especial interesse para os países de fortes amplitudes térmicas, onde os máximos de temperatura atingem valores elevados.

Lisboa, Maio, 1950.

Sin observaciones a dicho trabajo, escuchado con sumo interés, usó de la palabra a continuación el Sr. Hidalgo, quien hizo una extensa glosa de su siguiente trabajo:

N.º 294. - Estaciones centrales de autobuses

Autor: D. AMALIO HIDALGO Y FERNÁNDEZ CANO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

No es ya discutible la conveniencia de establecer estaciones que centralicen la salida y llegada de los coches que sirven las líneas de transporte de viajeros en los núcleos de población de alguna importancia, y no sólo por motivos y consideraciones de decencia urbana, lo que sería justificación suficiente, sino, de modo principal, porque es el único procedimiento práctico que hace posible la coordinación de las líneas entre sí, la policía de los servicios que garantice la seguridad y comodidad de los viajeros y la fiscalización estatal y municipal de viajeros y concesionarios.

El creciente desarrollo de los transportes por carretera en todo el mundo, seguramente ha de producirse en España con aceleración más acentuada que en la mayor parte de los países europeos, porque las características de nuestro suelo y la creciente población y mejora del nivel de vida así lo determinan, y es de esperar que el número de líneas se multiplique y, para cada una, el de los servicios a prestar, determinando que lo que todavía, en muchos casos, pueda ser mera conveniencia, en un porvenir muy próximo, se convierta en necesidad absoluta.

La iniciativa privada se adelantó, en este como en otros casos, a las previsiones administrativas, obteniendo resultados y consecuencias incontrovertibles,

que son frutos reales de una experiencia de gestión y de explotación que no se sintonizan en el grado que es de desear con las disposiciones oficiales que regulan la concesión y explotación de las estaciones, como fué el Decreto de 11 de enero de 1934 y actualmente la Ley sobre Ordenación de Transportes mecánicos por carretera de 27 de diciembre de 1947 y su Reglamento de aplicación, y esta discrepancia no es de extrañar, toda vez que se trata de un aspecto de la regulación del transporte, que, aunque, a primera vista, parece armonizar con la generalidad de las cuestiones vinculadas a aquél, en la realidad ofrece facetas muy dispares que es conveniente hacer resaltar para que, si procede, sean tomadas en consideración, con lo que es posible se encuentre cauce adecuado para que el establecimiento de estaciones centrales de autobuses se generalice con el ritmo deseable y en condiciones económicas que no graven desproporcionadamente los presupuestos Municipales o del Estado.

Examinaremos a continuación con detalle la construcción y explotación de esta clase de estaciones, en lo que afecta al régimen de concesión, al proyecto y disposición de servicios, al aspecto económico y fi-

nanciero y a la explotación, asuntos todos de difícil ordenación, porque se encuentran, en verdad, en mutua dependencia, pero que intentaremos sintetizar sin responder de que acertemos a lograrlo, en la medida que desearíamos, ya que las incidencias surgidas y las premisas que plantean en cada caso los problemas que se presentan son forzosamente dispares, aunque se tome como base la personal intervención en diez concesiones firmes, en otras muchas en gestión, en doce o catorce proyectos redactados y, finalmente, en la construcción de tres estaciones y en la explotación de cuatro, es decir, prácticamente, en cuanto en esta derivación del transporte por carretera ha sido llevado a efecto en España.

A) RÉGIMEN DE CONCESIÓN.

Es hoy en día el máximo obstáculo que se encuentra para que se multipliquen las estaciones y la causa fundamental radica en la autonomía que la Legislación primitiva dejó en manos de los Ayuntamientos y que la vigente mantiene, con la complicación de establecer preferencias y exclusivas, que en un asunto que puede y debe tener carácter eminentemente comercial, forzosamente han de convertirse en rémoras que frenan la iniciativa y la consecución de fines prácticos.

La experiencia, a la que tanto aludimos y que no se puede soslayar, hace ver que, salvo contadas excepciones, los Ayuntamientos no sienten el problema que afecta a las estaciones y que, en la mayor parte de los casos, ha sido la iniciativa privada la que ha movido la buena voluntad de los gestores municipales, que casi siempre, agobiados por problemas locales de más urgente necesidad, no pueden prestar atención a los que resuelven las estaciones, y que, salvo en el aspecto urbano, escapan de sus atribuciones y deberes.

Por otra parte, la dependencia de sus componentes hace que giren en órbitas que indefectiblemente han de verse afectadas por situaciones locales que convierten en arcos de iglesia, problemas y cuestiones de importancia secundaria; tal es, por ejemplo, la cuestión de emplazamiento, que puede decirse constituye el talón de Aquiles de esta clase de concesiones, pues raro es el caso en el que no se convierte en pesadilla

del petionario y de los mismos regidores, ya que en el régimen prácticamente establecido en los municipios es imposible discriminar entre la política y la técnica y, contrariamente a lo que debiera ser, es aquella la que baraja, discute, acuerda y enmienda estas cuestiones. Ayuntamiento hay que ha celebrado concurso señalando un solar, lo ha anulado para señalar otro y, sobre él, ha adjudicado la concesión y, finalmente, ha anulado el acuerdo para volver al solar primitivo.

En otros casos, adjudicado un concurso, se vuelve del acuerdo en lo que afecta a la ubicación, y concesión hay que flota durante años sin encontrar un solar en que quedarse a gusto de todos.

Pero no vaya a creerse que la intervención política anula y substituye a la técnica, por el contrario, se solapa con ella, y, como en este terreno son el arte y el carácter monumental los que deciden, se quiere que las estaciones se conviertan en monumentos que la generación actual lega a la posteridad, y hay ordenanzas que exigen que la estación tenga cinco pisos; otras, que precisan de fachadas espectaculares, quien obliga a que en la estación se establezca un salón de fiestas; el otro, se conforma con un parque de bomberos; el de más allá prefiere un bloque de viviendas.

Si la estación está céntrica, congestiona el tráfico; si la estación está extramuros, altera lo que ahora se llama paraje artístico, aunque en él no existen en la actualidad más que huertas, chamizos y vertederos.

Pero todo esto sucede cuando la concesión está adjudicada o en trámite de avanzada adjudicación y, con ser mucho, no es más que un retraso y fuente de peregrinaciones, gastos y preocupaciones del concesionario, pero, con anterioridad, se producen otros hechos que, si no son tan espectaculares, es posible que sean más trascendentales, cuando se convoca el concurso. En dicho momento no suele ser el arte el que decide y es la técnica la que impera; como ésta, por muy respetable y competente que sea, no puede substraerse a una visión parcial de estos asuntos, fija bases que, o han de ser consecuencia de una improvisación o forzosamente han de ser erróneas, y así se exigen extensiones, servicios y condiciones desmedidas y que se traducen en que los concurrentes se inhiban o en que la obra no responda a lo que se precisa.

Finalmente, los municipios entienden que esta clase de concesiones han de ser fuente de ingresos para las arcas municipales, y para el logro de este objeto señalan en las bases de los concursos, como determinantes de la adjudicación, el canon o similar que el concesionario se obliga a pagar al Ayuntamiento, lo que es absurdo, puesto que, si la estación no es rentable por los servicios de transportes que directamente presta, el canon ha de ser un gravamen sobre los servicios anejos que no son objeto de concesión: bar, hotel, etc., que de este modo se colocan en inferioridad de condiciones con los del resto de la población; y si lo es, son los transportistas los que han de resultar gravados.

La construcción de una estación de autobuses resuelve un problema público, beneficia a los vecinos, ordena un tráfico de importancia, es ornato de la ciudad y facilita la percepción de impuestos; ya sería bastante que los Ayuntamientos no contribuyeran en alguna forma a la construcción y explotación, pero en manera alguna es lógico admitir que se convierta en fuente de beneficios. Que esto es racional lo prueban los resultados obtenidos, ya que las estaciones construidas y explotadas por los Ayuntamientos no son rentables, y las debidas a la iniciativa privada son tan pocas que prueban que no es empresa baladí obtener rendimiento en estas condiciones.

Las agrupaciones de transportistas a las que la Ley concede preferencia en los concursos, no son tampoco organizaciones idóneas para que la construcción de estaciones se desarrolle en escala adecuada, por serias razones que han quedado manifiestas en los años transcurridos, ya que en ningún caso ha sido posible ponerlos de acuerdo para acometer la empresa, debido, posiblemente, al carácter individualista de los españoles y al recelo que en los concesionarios de las líneas despierta la centralización de los servicios con las consecuencias que inevitablemente han de producirse por ello. Aparte de estos motivos, como ha sido puesto de relieve, el rendimiento de una estación es consecuencia de una organización comercial que, efectivamente, tiene una base en el transporte, pero que hay que conseguir desarrollando actividades que nada tienen que ver con él y que son extrañas a la especialidad profesional de los concesionarios de líneas a

los que no es grato distraer su atención en asuntos para los que no estén preparados y cuyas posibilidades y rendimientos desconocen.

Como consecuencia de cuanto llevamos dicho, el estímulo para que se desenvuelva la construcción de estaciones de autobuses requiere, a nuestro modo de ver, la adopción de un criterio administrativo, con la agilidad suficiente, compatible con las garantías que se estimen prudentes; a este efecto convendría que se dictasen normas para regular los concursos que se celebren en los Ayuntamientos, que deberían comprender, de modo principal, las siguientes bases:

a) Prohibición de percepción de canon, exacción o participación que pueda gravar la explotación de la estación.

b) Obligación de determinar en las bases del concurso la ubicación de la estación y previa valoración del solar.

c) Consideración de la estación como elemento funcional, ajeno a ordenanzas municipales dictadas en relación con edificios de viviendas.

d) Libertad de criterio para los concurrentes en el acomodo de complementos rentables, con prohibición de obligarlos al establecimiento de explotaciones determinadas o de servicios públicos municipales.

e) Establecimiento de bases técnicas relativas a amplitud y capacidad de servicio, en armonía con las necesidades actuales y previsibles en un futuro razonable.

Independientemente de la acción expresada sobre los Ayuntamientos sería del máximo interés acomodar la legislación, particularmente dictada para nuestro caso, a la general del Estado, excluyendo las cortapisas que frenan la iniciativa de los particulares, colocando a éstos y a las agrupaciones en condiciones de igualdad, sin más gravaciones en los derechos de concurrencia que los que lógicamente sean privativos del Estado y de los Municipios y sin más mediatización de las concesiones que las que son comunes a todas las concesiones existentes.

Finalmente, el auxilio municipal o estatal con garantías sería, con todo lo anterior, acicate que haría variar radicalmente la actual situación, dando ancho cauce al desarrollo de ésta.

B) PROYECTO Y DISPOSICIÓN DE SERVICIOS.

Muchos son los proyectos redactados, en la mayor parte de los casos, por distinguidos arquitectos y que han sido presentados por Entidades y Municipios para construir estaciones de autobuses. La mayor parte de ello, con un mérito artístico extraordinario, como no puede menos de suceder, no responden al concepto industrial de la explotación de una estación de autobuses, y no es extraño, puesto que en esta materia existe muy poca documentación y en Europa las estaciones de autobuses han sido en general construídas desde otros puntos de vista muy diferentes de los que se precisan en nuestro país.

Cuanto vamos a decir a continuación ha de parecer asunto baladí, porque las disposiciones de servicios, su ordenación y su situación aparecen, una vez concebidas, como consecuencia natural. Sin embargo, ha sido preciso gastar mucho dinero y dedicar muchas horas de trabajo para el logro de lo que vamos a exponer.

Son base principal del proyecto, como es natural, el número de líneas y, consecuentemente, el de coches, que hayan de servirse de la estación, lo que da idea muy aproximada del volumen de viajeros que deben utilizarlos, pero debe concretarse, además, la densidad en el tiempo y el tráfico. Con la libertad de que actualmente gozan las líneas de transporte y con la independencia con que se producen sus servicios por estar ubicados en distintos puntos de la población, en la mayor parte de los casos los transportistas han adoptado las horas más convenientes para ellos y para su público; al superponer los puntos de partida y llegada de las líneas y concentrarlas en una estación, resulta siempre que, durante periodos de tiempo muy reducidos, hay que hacer frente a un volumen de tráfico que queda concentrado y que es de 90 ó 95 % del total.

Esta circunstancia constituye un gran obstáculo para el proyecto y ejecución de las estaciones, porque superpuestas las salidas y llegadas en periodos de tiempo muy reducidos, hacen preciso un número de andenes desproporcionado y tan grande que da lugar a que la importancia de las obras que precisa realizar, por este solo hecho, sean difícilmente rentables. En la mayor parte de las ocasiones, en algunas horas, generalmente de 9 a 10 de la mañana y a las 5 o las 7

de la tarde, las estaciones construídas son un verdadero hervidero de gente que circula y se afana en los preparativos del viaje o en las operaciones necesarias a su término; después, durante muchas horas, las estaciones son desiertos en los que no circula casi nadie. Es muy lógico el deseo de los concesionarios y del público de obtener la máxima comodidad, pero también es lógico que se sufran molestias, aunque sean mínimas, cuando son exigidas en aras de una economía y de un beneficio para todos.

Las Jefaturas de Obras Públicas procuran, dentro de los medios que la Ley les concede, armonizar estos inconvenientes, y, si bien evitan con su actuación desproporciones notorias, no pueden impedir que, de todos modos, la primera base que ha de servir para proyectar una estación obligue a exagerar su importancia en razón del tráfico real que hayan de servir.

En la situación actual, para un constructor y explotador, no es éste un inconveniente demasiado grave cuando la Jefatura correspondiente cumple debidamente su cometido, porque es de elemental previsión considerar que en un futuro no lejano el tráfico por carretera habrá de desarrollarse de modo muy acentuado, y entonces la necesidad obligará a que se escalonen las llegadas y salidas en la debida forma.

Debemos hacer resaltar que la iniciativa particular no sólo ha dado satisfacción a una necesidad, sino que ha creado una disciplina en este aspecto del transporte, y así se han implantado servicios que, con las naturales modificaciones deparadas por la práctica, son hoy sumamente útiles. En este aspecto ha de destacarse cuanto se refiere a la Reglamentación interna de la estación, en la que juegan, desde ahora en adelante, muy principal papel los servicios de facturación de equipajes y paquetes. El carácter rural de la mayor parte de los usuarios del transporte hacen que, como vulgarmente se dice, viajen «con bota y merienda», y el equipaje, que por este sólo aspecto es ya considerable, se acrecienta en términos desproporcionados con la serie de productos que acompañan al viajero para dar satisfacción a los encargos de sus amistades y, justo es decirlo, en la mayor parte de los casos con falta de todo espíritu de lucro. En las estaciones de autobuses que existen en España, el viajero entrega su equipaje, cuando éste no es puramente de mano, en un mostrador ampliamente dispuesto

a este efecto, donde se pesa y contraseña sin que el viajero se preocupe de otra cosa hasta el término de su viaje, en donde le es entregado por el empleado del coche que lo ha transportado. A la llegada a la estación, los empleados de la misma descargan los bultos que pasan a facturación y, debidamente repesados y contraseñados, son entregados en otro mostrador al viajero.

Todo esto, que al principio puede parecer complicado, da lugar a una agilidad de movimientos y a una claridad en los desplazamientos del viajero que facilitan notablemente los servicios y producen beneficios y comodidades para el usuario y rendimiento para los concesionarios de las líneas.

La importancia del personal que sirve una estación, por su número, y, sobre todo, por su multiplicidad, debido a la reducción de la jornada de ocho horas, es muy grande y los gastos de explotación por tales razones son sumamente importantes. El ingeniero proyectista no debe, ni por un instante, perder de vista esta situación, y ha de procurar por todos los medios establecer los servicios para que puedan ser servidos por el mínimo de personal.

La disposición esquemática de una estación de esta clase ha plasmado en nosotros de la siguiente forma:

1.º Establecimiento de una serie de andenes dispuestos de manera que los movimientos de los coches se realicen de forma natural, disminuyendo sus maniobras a un mínimo.

2.º Ubicación de las entradas y salidas de manera que el acceso a los andenes sea fácil, pero que, al mismo tiempo, los coches puedan alcanzar sus estacionamientos y servicios de lubricante y carburantes, de talleres, etc., sin dificultad de maniobras.

3.º Acceso a los andenes desde la estación por dos puertas, una que comunique con el vestíbulo de entrada, y otra, con el vestíbulo de salida.

4.º Ubicación de los servicios de facturación en forma que tengan comunicación directa con el vestíbulo de entrada, con el vestíbulo de salida y con la calle.

5.º Construcción de un vestíbulo que comunique de modo fácil con la calle, con las oficinas, con la facturación y con los andenes.

6.º Disposición del vestíbulo de manera que permita se emplacen en él las muchas taquillas que precisan

los concesionarios de las líneas, y que, de modo muy aproximado, en su número coinciden con el número de líneas, porque, hasta que las costumbres evolucionen u otros factores hagan alterar el criterio actual, cada concesionario quiere vender sus propios billetes, y, por lo visto, las ventajas que esto les proporciona les compensa, muy ampliamente, del ahorro que experimentarían si en una taquilla común les fueran prestados los servicios que precisen.

En las fotografías que se adjuntan puede verse que las modernas estaciones que construimos se ajustan a este esquema y que sólo circunstancias muy particulares o disposiciones especiales del solar, pueden aconsejar cambiarlo.

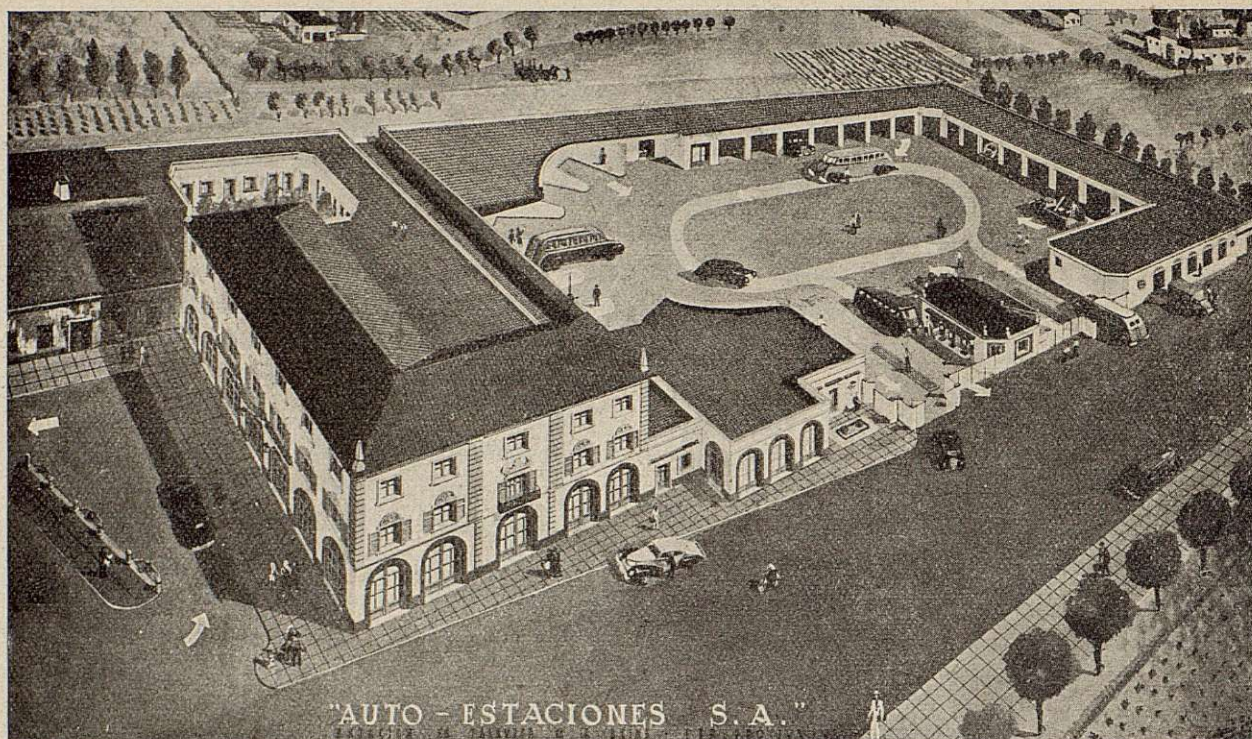
El conocimiento de las circunstancias, características y costumbres de cada población y el espíritu del proyectista son los que han de determinar la implantación de otra serie de servicios que, sin tener carácter público ni estar, por tanto, comprendida en la concesión, puede mejorar considerablemente el rendimiento económico de la obra. Denominador común de todos estos, es el establecimiento de un bar cuyo rendimiento es, generalmente, muy apreciable.

En determinadas estaciones, la peluquería, el limpiabotas, el teléfono, el estanco, la bombonería, la heladería, el tinte, relojería, frutería, etc., puede tener mayor o menor aceptación.

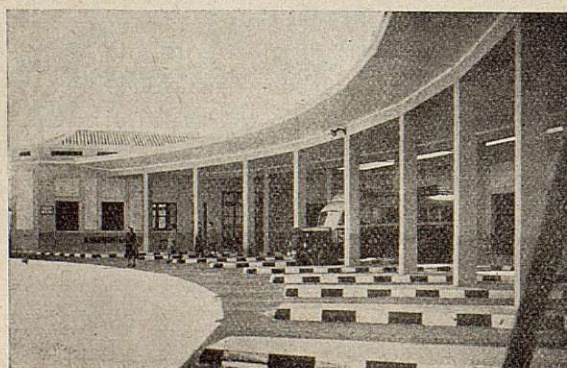
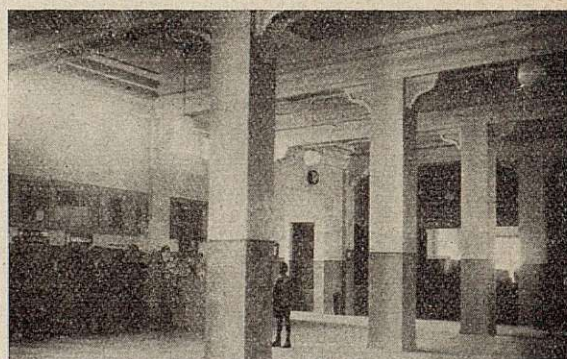
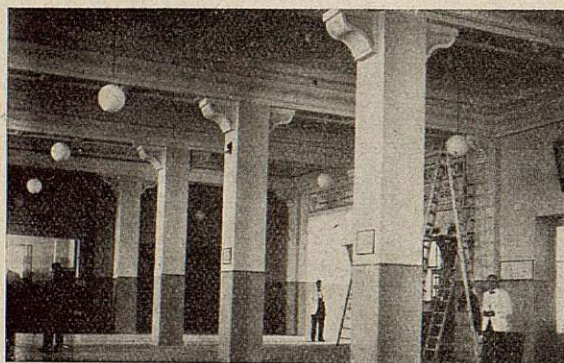
En algunas localidades, y así lo hemos hecho nosotros en Jaén, Vitoria, Burgos y Talavera de la Reina, ha sido construido un hotel.

En relación con la atención y servicios de los vehículos, el elemento fundamental lo constituye los andenes, punto crucial de las circulaciones de viajeros, coches y equipajes, al que hay que dedicar atención especial para que dichas circulaciones se realicen sin interferencias. Del mismo modo, precisa tener en cuenta el emplazamiento, dentro del recinto de la estación, de estacionamientos cubiertos o al aire libre para ser utilizados por los coches durante las horas de su permanencia en la ciudad; es natural que este problema de aparcamiento está resuelto en cada caso por los concesionarios de las líneas con anterioridad al establecimiento de la estación, pero son muchos los que venían haciéndolo en plena calle o bien, aquéllos a quienes no les conviene realizar el desplazamiento de sus coches hasta un garaje distante.

ESTACIÓN DE AUTOBUSES EN TALAVERA DE LA REINA

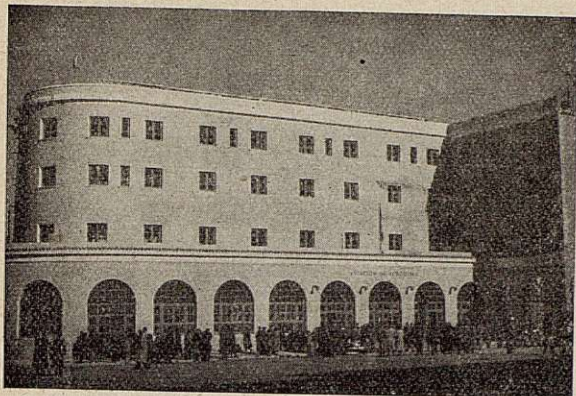


Perspectiva general.

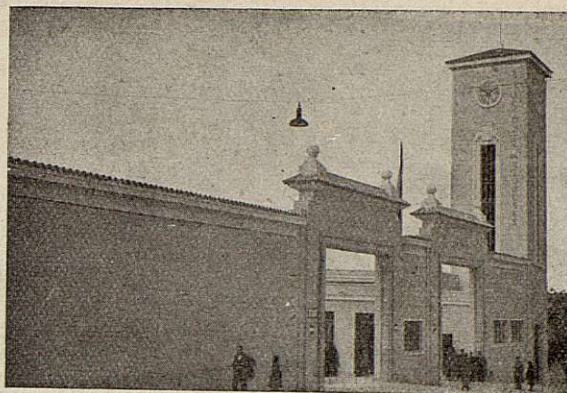


Vistas de taquillas, mostradores de entrega, recogida de equipajes y andenes.

ESTACIÓN DE AUTOBUSES EN JAÉN



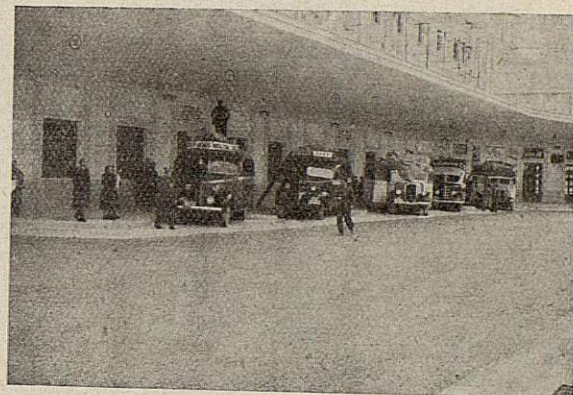
Fachada



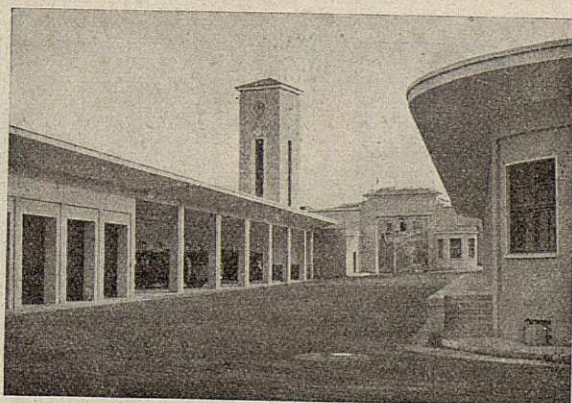
Entrada y salida de vehículos



Vestíbulo



Andenes



Patio, garajes y muelle de mercancías

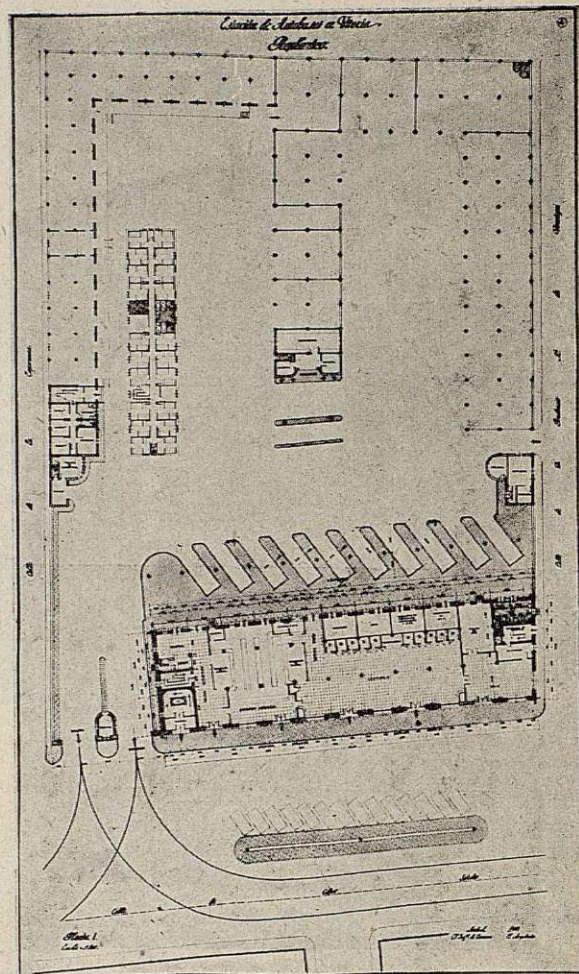
ESTACIÓN DE AUTOBUSES EN VITORIA



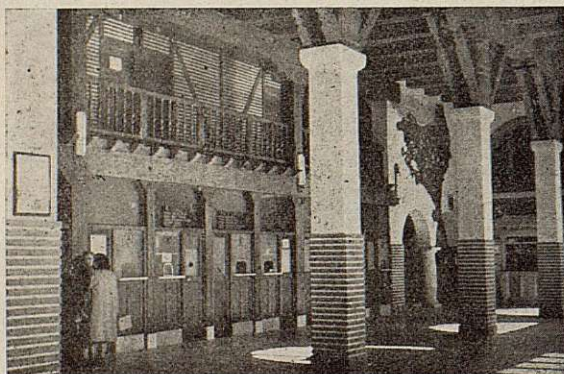
Perspectiva



Fachada principal



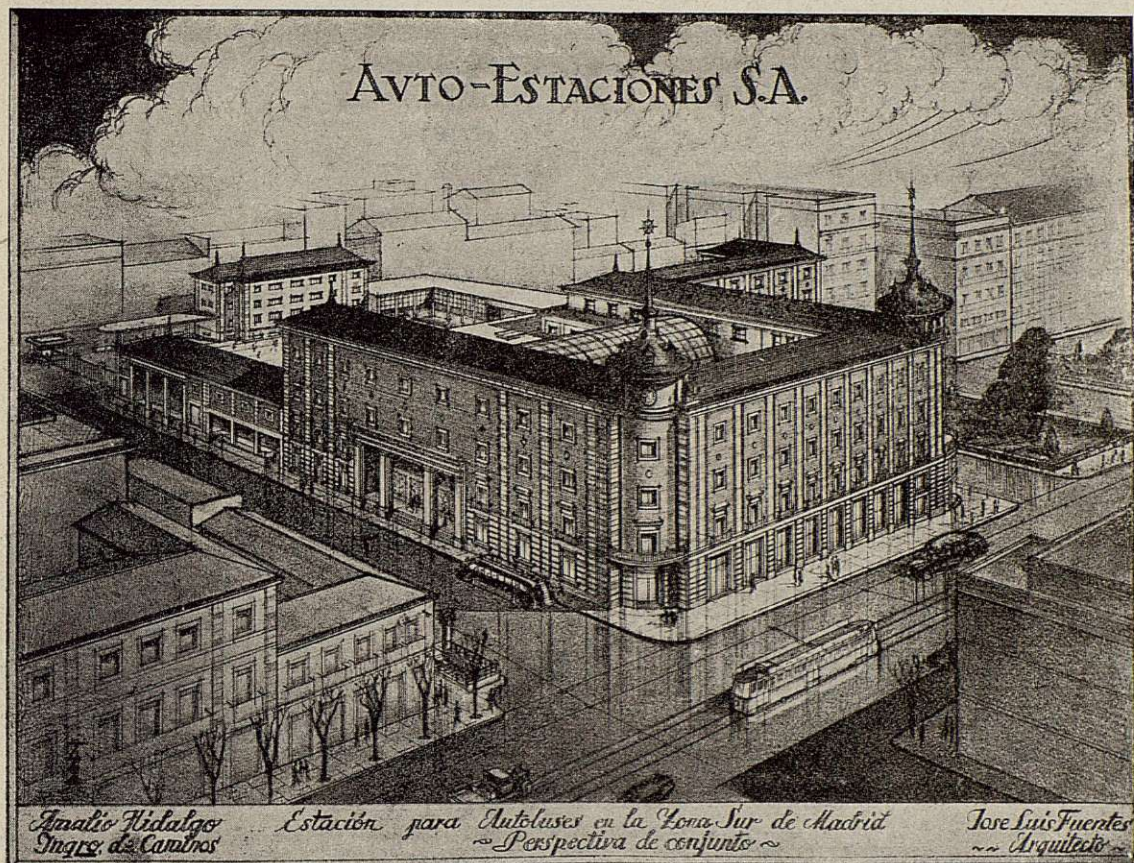
Planta general



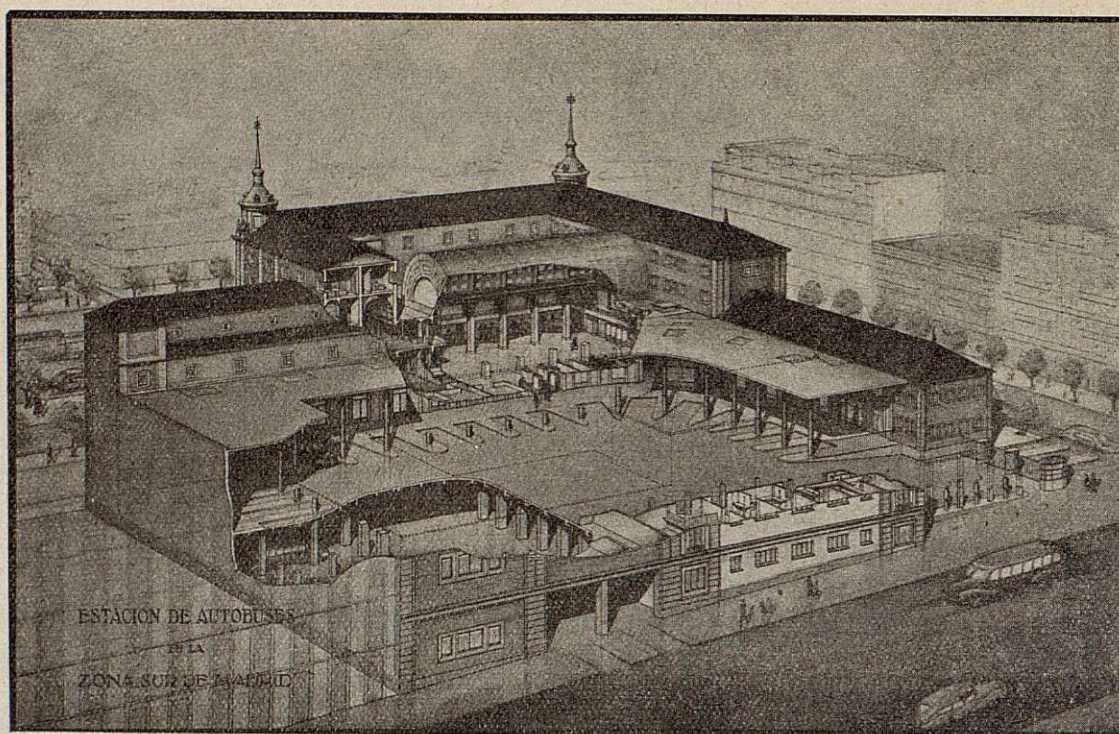
Vestíbulo y taquillas



Marquesina



PROYECTO DE ESTACIÓN DE AUTOBUSES EN MADRID



El abastecimiento de combustibles y de lubricantes exige la previsión de una estación de servicio, provista de todos los elementos necesarios a una instalación de este tipo, para satisfacer las necesidades de los vehículos que han de utilizar los restantes servicios de la estación. La reciente legislación establece la obligatoriedad de estas instalaciones.

Así como, en cuanto afecta a los servicios de viajeros y autobuses, hemos llegado a conclusiones firmes, en forma tal que en las últimas estaciones construidas la realidad ha respondido de modo tan fiel a la concepción que los ingresos y gastos presupuestos son prácticamente iguales a los reales, en los servicios de mercancías nos encontramos en un período de experimentación y acoplamiento. De cuanto se ha producido hasta ahora parece deducirse que en la situación actual el servicio de mercancías ha de concebirse en dos aspectos.

Es uno, el establecimiento de una serie de depósitos que sirven a los industriales para almacenar en ellos mercancías que pueden ser recibidas en cantidades grandes y distribuidas fraccionariamente. De otra manera, se ha apreciado la conveniencia de destinar espacios relativamente reducidos para el servicio de líneas de transporte de paquetería. Aparte de esto, parece avistarse la posibilidad de constituir depósitos francos en cuanto afecta a las cargas municipales que gravan los productos, pero, como decimos, los matices aparecen distintos en cada estación y no hemos llegado a sentar un criterio uniforme.

No hay duda de que los caminos seguidos son acertados, por lo que respecta a nuestra patria, y es de interés hacer notar que, conforme hemos ido teniendo conocimiento de la forma en que este problema ha sido enfocado en los distintos países extranjeros, al ir facilitándose el intercambio de conocimientos y publicaciones, nos hemos encontrado con la agradable sorpresa de ver que en Estados Unidos se ha resuelto la cuestión desde el mismo punto de vista que en España, y que hay muchas estaciones de autobuses que desarrollan sus servicios, sin más alteraciones que las derivadas de las peculiares características de aquella economía, en forma muy parecida a la nuestra.

Como consecuencia de lo dicho, puede concretarse lo siguiente:

1.º Que el proyecto de las estaciones requiere un

conocimiento muy exacto de su explotación y que, para ello, es indispensable atender a las circunstancias características de la localidad en que haya de construirse. No cabe duda de que esto sólo puede lograrse de modo perfecto cuando el constructor vea ligada su responsabilidad a la económica que representa su obligación de explotar lo construido.

2.º Que hay que conceder atención preferente a la capacidad de la futura estación, y que, por parte de la Inspección del Estado, debe sustentarse un criterio de máximo aprovechamiento actual, sin descuidar la posibilidad de atender al tráfico futuro, bien con las mismas instalaciones o con posibles y fáciles ampliaciones.

C) ASPECTO ECONÓMICO Y FINANCIERO.

Escapa a las características de este trabajo la inclusión de detalles a fin de corroborar lo que vamos a exponer, pero como son reales y existen, hacemos de ellas gracia al lector, pidiéndole, en cambio, un margen de confianza a nuestras afirmaciones, que no son más que reflejo exacto de la verdad.

Podemos afirmar que una estación de autobuses en la que no figuren como ingresos más que los que se deriven, con arreglo a las tarifas actuales, de las entradas y salidas de autobuses y viajeros, alquiler de taquillas y percepción en los servicios de facturación, no es rentable; como se ha dicho al principio de este trabajo, los Ayuntamientos que explotan estaciones de esta clase pueden, en la mayor parte de los casos, responder de este aserto. Sin embargo, las estaciones de autobuses son, si se conciben y explotan debidamente, remuneradoras, proporcionando al capital invertido un rendimiento industrial modesto, pero suficiente y comparable al de cualquier otra empresa. Para lograrlo es indispensable un acierto en la gestión, una depuración de gastos y una administración sana y eficiente, unido todo ello a una labor de gestión que ha de desarrollar el gerente o jefe de la estación y que permita aprovechar cuantas facetas del comercio y de la industria puedan tener lógico acoplamiento y ser útiles para el viajero. A todo esto se presta de modo muy favorable la estación, porque en ella se concentran un número muy apreciable de personas.

Si lo que decimos es así, ¿cómo explicar que no existan en la Península más de siete u ocho estacio-

nes centrales de autobuses? Prescindiendo de las desfavorables posibilidades que hoy existen en el aspecto legal para lograr una concesión, y a las que antes hemos aludido, ha de tenerse en cuenta que la constitución de una empresa de esta clase exige, en primer término, una inmovilización de capital de mucha importancia.

En España sería conveniente llegar a la construcción de alrededor de cien estaciones, comprendiendo, además de las capitales de provincia con las de muchos pueblos importantes que son hoy día nudo de comunicaciones. Prescindiendo de las grandes estaciones de Madrid, Barcelona, Valencia, etc., el coste actual medio que puede presuponerse para las demás es del orden de 3 a 7 millones de pesetas. Como, por otra parte, los gastos de constitución de una sociedad, el mantenimiento de personal técnico idóneo y la organización de una explotación sólo es posible, salvo circunstancias muy especiales, cuando se explotan de siete a diez estaciones, una empresa de esta clase ha de disponer de 50 a 70 millones de pesetas.

En la situación actual los plazos de construcción son largos y la inmovilización de capitales acentuada. Sólo casos muy particulares pueden ofrecer atractivos para que se llegue a que sea realidad una empresa de esta categoría.

Si el capital empleado es o puede ser rentable, ¿cómo puede tener explicación este hecho? En primer lugar, constituiría obstáculo fundamental el plazo de reversión que, hasta la promulgación de la Ley de Transportes por Carretera, era de 50 años y con él han sido concedidas las estaciones construídas; esto exige destinar a amortización cantidades muy importantes que restan rendimiento al capital; sería, por tanto, de desear que, de modo general, se alteraran estas bases y se aplicara la legislación vigente a todo lo que se explota aumentando el plazo citado hasta 75 años.

En segundo término, los Ayuntamientos han considerado que un servicio público de esta clase debe producirles beneficios; si estas organizaciones aspiran a disponer de estaciones centrales deberán, no sólo frenar sus impulsos, sino aportar sus posibilidades de crédito para ayuda de las empresas constructoras y explotadoras.

En tercer lugar, es sello y característica de inferior-

dad el complejo que en España fué creado en tiempos pasados en torno a toda empresa que presta un servicio público. Las campañas interesadas de la Prensa en unos casos, en otros las producidas por desconocimiento de los problemas, en algunas ocasiones por populachería, produjeron en España un clima en virtud del cual, la subida de cinco céntimos en el precio del pan que hubiera determinado la mejora material de millones de labradores y que nada suponía en los gastos de cada familia, levantaba polvaredas. Con este criterio fueron arruinados la mayor parte de los servicios públicos que, mediante concesión, explotaban particulares, y hubo que constituir la Red Nacional de Ferrocarriles y ha habido que municipalizar servicios de transporte, y cuando antes la subida de un 10 o un 15 por 100 era obstáculo infranqueable que hubiera permitido desarrollar los negocios, no se concede importancia a las actuales subidas del 100 ó 200 por 100.

El temor de no conseguir un acoplamiento de tarifas al coste real de la vida en cada momento y la seguridad de que por trámites administrativos que se suman a resabios antiguos, existe siempre un «decalaje» entre los gastos y los productos, hacen que el capital se muestre reacio para impulsar en esta clase de servicios.

No cabe duda, y a la vista está, de que el establecimiento de estaciones es sumamente beneficioso para el público, para los Ayuntamientos, para los concesionarios y para la administración. Se quiere, y forzosamente habría de llegarse a ello, aunque en forma más onerosa, conseguir que la actividad particular contribuya con su esfuerzo y dinero al desarrollo de tan útil empresa; es indispensable:

1) Que los Ayuntamientos prescindan de considerar la estación como fuente de ingresos y que, por el contrario, con su crédito o con su dinero, coadyuven al establecimiento de la misma.

2) Que de modo sistemático, y con arreglo a los índices de vida, sin «decalajes», las tarifas evolucionen de manera que se eviten situaciones de desequilibrio que comprometan el dinero de cuantos contribuyeron a esta obra.

Las fotografías adjuntas pueden dar idea de lo que son estas estaciones, demostración de lo que, induda-

blemente, ha de contribuir a ordenar el tráfico por carretera.

El que subscribe, pone a disposición de cuantas personas se interesen por estos problemas, todas las aclaraciones que precisen, y únicamente le resta hacer

constar que en las obras realizadas y en su desarrollo ha sido eficazmente ayudado por los ingenieros de Caminos D. Ramiro García Olmedo y D. Rafael Gómez Fajardo y por el arquitecto D. Francisco Goicoechea.

Madrid, mayo de 1950.

A la terminación de esta glosa por el Sr. Hidalgo interviene el Sr. Paz Maroto, previa la venia de la Presidencia, y tras felicitar a su autor, dice que le parece muy bien que se marque alguna norma que impida cualquier obstrucción en los trabajos que puedan presentarse, y concreta que para ello sería preciso lo siguiente:

1.º Fijación de un emplazamiento, como el Sr. Hidalgo ha dicho. Esto estaría resuelto si se llevara a la práctica la redacción de los planes de ensanche y urbanización que están previstos y en ellos se fijara el emplazamiento de la Estación de Autobuses. Porque si luego los Ayuntamientos pretenden seguir la política de instalar los servicios públicos donde haya un solarcito suyo, sin tener en cuenta que los servicios hay que instalarlos donde hagan falta, no se conseguiría nada. De esta forma la dificultad desaparecería y el Sr. Hidalgo no tendría que luchar con las dificultades con que tropieza en algunas poblaciones.

2.º Armonizar el interés general con el interés de la Empresa. Cree que esto puede tener solución, que no se apunta claramente en las conclusiones. Al efecto, sugiere que por la autoridad gubernativa, por el Ministerio de Obras Públicas, se fije un mínimo de necesidades que ha de cubrir la Estación, y que ese mínimo sea intocable; que el concurso salga libremente, para que sobre ese mínimo puedan ofrecer cuantas mejoras sugieran los distintos concursantes. De esta manera el interés público queda asegurado, y el interés de la Empresa también.

En cuanto a lo que se pida una ayuda, ahí no estoy tan de acuerdo con el señor Hidalgo, lo cual no quiere decir que no se la dieran. Si se establecen esas condiciones mínimas y esa libertad, deben salir los concursos obligatoriamente libres, y la libre concurrencia determinará en qué población puede darse un canon, y en qué población el Ayuntamiento tiene que ofrecer el canon. En esas condiciones debe hacerse un Plan general, pero luego un plan de primera etapa, y no exigir a una Sociedad que construya una Estación de Autobuses prevista para 400 líneas, si de momento no hay más que 100, aunque esté preparada para la ampliación.

De esta forma y en estas condiciones, elevándolas a la Superioridad, haremos un servicio a las poblaciones, en primer lugar, a los Ayuntamientos, en segundo, y, finalmente, a los usuarios, que son los más perjudicados por el sistema de anarquía que está rigiendo.

El Sr. Hidalgo dice que está de acuerdo con lo que el Sr. Paz Maroto propugna, y que así se recogerá en las conclusiones si los reunidos son conformes.

Después de este debate el Presidente concede la palabra al Sr. Sémelas, quien diserta sobre el trabajo núm. 81, del que es autor:

N.º 81. - Desarrollos recientes en la técnica del hormigón

Autor: D. ALFREDO SÉMELAS ARROYO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

I

INTRODUCCIÓN

Entre las diversas técnicas de hormigonado existe un procedimiento conocido y usado hace más de veinticinco años en Norteamérica, que, por su sencillez y magníficos resultados, se ha ido popularizando fuera de aquel país, y, que hoy día, se usa en multitud de obras en América del Sur y países de la Europa Occidental. Es el conocido con el nombre de «Hormigón Prepakt».

Su utilización comenzó en las reparaciones de obras de hormigón, ya que una de sus características es la extraordinaria adherencia que presenta con hormigones más antiguos. A medida que se fueron poniendo de relieve sus cualidades, se fué extendiendo su uso a construcciones nuevas, especialmente pilares de puentes, túneles y diques marítimos. Con los resultados obtenidos, se iniciaron investigaciones y ensayos por parte de los ingenieros y de las empresas constructoras más importantes de los Estados Unidos. Actualmente, el hormigón «Prepakt» está considerado en aquel país como el material de más posibilidades para las construcciones en masa.

A continuación se da una idea del procedimiento constructivo, composición, propiedades y aplicaciones del hormigón «Prepakt».

PUESTA EN OBRA

Las características fundamentales del «Prepakt» son consecuencia, sobre todo, de la técnica especial de puesta en obra y de la selección de los materiales empleados.

El procedimiento consiste en la colocación previa del árido grueso, e inyección posterior de un mortero especial que rellena completamente los huecos de aquél. Esta inyección se puede hacer indistintamente en el aire o en el agua y siempre se realiza de abajo arriba. Para ello se dejan colocados unos tubos entre los encofrados, tubos que se van retirando a medida que asciende la superficie de la inyección. Después de colocado el árido se efectúa, si es posible, un ligero vibrado para conseguir la compacidad máxima.

Al subir el mortero, va desplazando el agua y, en los ensayos se puede observar la línea de separación entre ambos perfectamente marcada, lo cual indica que el primero no se diluye y que se conserva la mezcla sin variación alguna. Ver fig. 1.

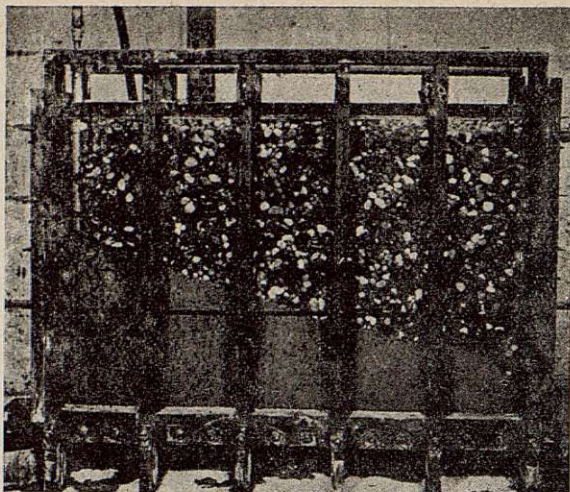


Fig. 1

Ensayos de laboratorio con hormigón "Prepakt" bajo el agua. Nótese la separación neta que existe entre el mortero y el agua.

MATERIALES

El árido grueso, cuya colocación se efectúa previamente, varía desde tamaños mínimos de 6 a 10 mm. hasta el máximo que se desee. Puede ser natural o procedente de machaqueo, pues la textura y forma de sus elementos no influye en la facilidad de elaboración ni sobre las propiedades finales del «Prepakt».

La colocación previa del árido hace que sus componentes formen un esqueleto rígido, ya que entre ellos se establece contacto por puntos. Esto es causa de que, una vez embebidos en el mortero, eviten la retracción del hormigón formado. Además, el tanto por ciento de huecos del árido es mucho menor que en un hormigón corriente.

El mortero utilizado en el «Prepakt» se compone de cemento Portland, de un material silíceo llamado comercialmente «Alfesil», una pequeña cantidad de «agente de inyección», arena fina y agua.

El cemento Portland puede ser de cualquier tipo.

El «Alfesil» es de gran finura y su superficie específica es de dos a tres veces mayor que la del cemento Portland. Su elemento principal es sílice amorfa que, al reaccionar con la cal liberada por el cemento al fraguar, produce compuestos insolubles y resistentes al ataque de aguas agresivas. Por su grado de finura y la forma esférica de sus partículas, proporciona gran fluidez al mortero e impide la aglomeración del cemento del mismo.

El «agente de inyección» desempeña varias funciones. Es el que produce la suspensión coloidal del mortero, evitando el apelmazamiento prematuro del mismo y manteniendo a sus elementos componentes en suspensión. Origina ligera expansión antes de que ocurra la primera retracción de fraguado en el mortero, neutralizándola.

La arena suele ser más fina que la corrientemente usada. Su módulo de finura varía de 1,5 a 2, según la resistencia final que se quiera alcanzar. Su tamaño máximo no pasa, generalmente, del milímetro y medio.

La cantidad de agua es la necesaria para lograr, en el mortero, una consistencia cremosa bastante espesa. Así, las partículas sólidas se mantienen en suspensión sin tendencia a la segregación. La lechada se puede inyectar fácilmente a gran distancia con tuberías pequeñas, e incluso puede interrumpirse la operación durante una o dos horas sin peligro de taponamiento en los conductos.

El mortero, al ser inyectado, rellena perfectamente



Fig. 2

los huecos del árido y, gracias a su suspensión coloidal, no deja bolsadas de agua o de material diluido en las caras inferiores de los áridos grandes, como sucede corrientemente en los hormigones ciclópeos.

Esto se puede observar en la fig. 2, que muestra dos testigos de hormigón «Prepakt» sacados de un bloque de este material.

Los medios auxiliares necesarios para la elaboración del hormigón «Prepakt» son los de un equipo normal de inyección. Las bombas usadas son, generalmente, de pistón. Éstas se alimentan directamente de las mezcladoras, en las cuales se hacen dosificaciones de materiales. En la fig. 3 aparece el equipo de inyección completo.

Los encofrados y sus accesorios son los usados corrientemente en construcción. En muchos casos se coloca, además, un encofrado-tope superior que actúa de contención de la inyección.

COMPARACIÓN DEL HORMIGÓN «PREPAKT» CON EL CORRIENTE

Las propiedades del hormigón «Prepakt» como las de los demás, dependen, fundamentalmente, de la relación agua-cemento. Con igual contenido de cemento, el «Prepakt» alcanza resistencias mucho mayores que el corriente, y se acentúa esta diferencia con la edad del material. Lo mismo sucede con relaciones agua-cemento iguales.

Sin embargo, no se puede hacer la comparación sobre estas bases, ya que el hormigón «Prepakt» con-

tiene una cantidad importante de «Alfesil» que, precisamente, sirve para substituir parte del cemento. Por ello, parece más lógico establecer la comparación entre hormigones que tengan la misma cantidad de agua por unidad de volumen.

Siguiendo este criterio, el profesor Raymond E. Davis, director del Laboratorio de Materiales de la Universidad de California, llegó a los siguientes resultados tras de muchos ensayos.

Un hormigón «Prepakt», con dosificación de 250 Kg./m³, alcanza la misma resistencia a la compresión, al cabo de un año, que uno corriente con 290 Kg./m³. En los hormigones ensayados la proporción del árido grueso entre 6 y 7 mm. era 50 % mayor en el «Prepakt» que en el ordinario. En cambio, la proporción de arena fina era sensiblemente menor, y del orden del 40 por 100. La resistencia a los hielos y deshielos sucesivos aumenta enormemente en el «Prepakt». Puede considerarse que, como término medio, un hormigón corriente puede soportar 300 ciclos de hielo y deshielo sin perder más del 25 % de su peso. Los ensayos, en condiciones comparables, han demostrado que el «Prepakt» resiste más de 900 ciclos sin perder más del 10 % de su peso.

La retracción total del hormigón «Prepakt» es siempre inferior a la mitad de la de un hormigón ordinario de buena calidad en las mismas condiciones.

Los ensayos de impermeabilidad han dado como resultado que ésta es siete veces mayor que la de un hormigón corriente cuando en el «Prepakt» entran el cemento y el «Alfesil» a partes iguales; cuando entran en la proporción de 2 a 1 (2 de cemento), la impermeabilidad se mantiene cuatro veces mayor que la del hormigón ordinario.

Los resultados de los ensayos llevados a cabo por el «Bureau of Reclamation», el Cuerpo de Ingenieros del Ejército, etc., concuerdan substancialmente con los del profesor Davis, por lo cual los que hemos expuesto antes se pueden considerar, en condiciones medias, como definitivos.

Las ventajas que ofrece el hormigón «Prepakt», comparado con el hormigón corriente, provienen de las siguientes consideraciones.

Mejora de la calidad según se ha visto al exponer los resultados de los ensayos. De acuerdo con éstos, el hormigón «Prepakt», a igualdad de resistencia a

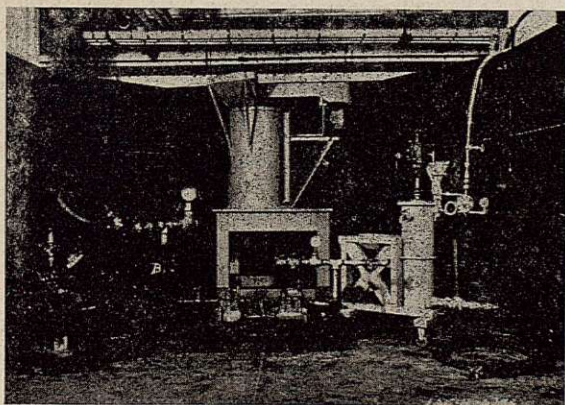


Fig. 3

Equipo de inyección.—«A» Mezcladora.—«B» Bomba simplex.—«C» Bomba Duplex.—«D» Bomba de aire comprimido.

compresión, contiene menos cemento, se obtienen mayores resistencias a los cambios de hielo y de deshielo, mucha mayor impermeabilidad y mucha menor retracción. Según se dijo en la introducción, una de sus principales características es la gran adherencia a hormigones más antiguos y, además, otra propiedad que lo hace extraordinariamente adecuado para muchos casos es la de resistir la acción del agua del mar y de aguas agresivas perfectamente. Esto es debido a la acción puzolánica del «Alfesil».

La facilidad de colocación ofrece indudables ventajas en muchos casos en los que la puesta en obra del hormigón ordinario resulta difícil o, en general, antieconómica. En las aplicaciones examinaremos algunos casos que quedan fácilmente resueltos con la aplicación del «Prepakt».

La economía de cemento que proporciona el «Prepakt» es extraordinaria. Este ahorro proviene, en primer lugar, de la reducción de huecos del árido grueso precolocado comparado con los que ofrecen los áridos de un hormigón corriente y, después, de la sustitución de parte del cemento en el mortero inyectado por el «Alfesil», sustitución que puede variar del 30 al 60 % del cemento.

Fácilmente se comprende, que en un gran volumen de obra, la economía resultante es enorme.

APLICACIONES

Como dijimos al principio, el hormigón «Prepakt» comenzó a usarse en reparaciones de estructuras por su adherencia al hormigón más antiguo. Hoy día, esta aplicación, aunque sigue usándose, ha pasado a segundo término, comparándola con el empleo que se hace de este material en nuevas construcciones. Como ejemplo citaremos la reparación del cuenco amortiguador del vertedero en la presa del Grand Coulee.

Las estructuras bajo el agua son típicas aplicaciones del «Prepakt». La construcción de pilas de puentes, diques y, en general, cimentaciones sumergidas, queda perfectamente resuelta, ya que la colocación del árido no ofrece dificultad y el problema de los agotamientos no existe. Tenemos ejemplos de ello en Europa, en las obras del puerto de Marsella y en las del de Oporto.

El revestido de túneles es otra de las aplicaciones clásicas. Se coloca el árido entre el encofrado inte-

rior y el terreno y, a continuación, se inyecta de modo que el mortero asciende por los hastiales desde la solera a la clave. El cierre en ésta es perfecto, resolviendo así uno de los problemas de estas obras, en las que, con el hormigón ordinario, nunca se consigue un cierre completo en dicho punto. Además, no es necesario un plan de inyecciones posterior para relleno de los huecos que hayan podido quedar entre el revestimiento y el terreno, ya que el mortero coloidal, durante el inyectado, los deja completamente llenos.

El revestido con «Prepakt» del túnel aliviadero de la presa de Boulder ha constituido un buen éxito en todos los órdenes. Los ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, así como otras entidades constructoras de gran importancia en aquel país, han llegado a un acuerdo con la casa concesionaria del hormigón «Prepakt» para la utilización del mismo en todo lo referente a obras de túneles.

La aplicación más importante es actualmente en los grandes macizos de presa. Quizá la primera obra importante de esta clase haya sido el refuerzo de la presa Barker, cuya sección se aumentó aumentando el grueso de la presa en su paramento aguas arriba. El encofrado estaba constituido, por una parte, por losas de hormigón aireado prefabricado y, por la otra, por el paramento de la presa. En el espacio formado se dejaron los tubos de inyección y, además, se anclaron rondos horizontales para la sujeción en el paramento viejo. A medida que iba subiendo el encofrado se iba colocando el árido grueso y cuando se terminó la primera parte de la obra, se llenó el embalse y se inundó para efectuar la inyección del mortero bajo el agua. Los resultados obtenidos en esta obra han sido excelentes y, en gran parte, son la causa de que se haya empezado a estudiar la utilización del «Prepakt» en las grandes masas de las presas.

CONCLUSIÓN

Con lo expuesto a grandes rasgos en esta Memoria creemos hay suficiente para darse cuenta que el hormigón «Prepakt» representa un gran avance en la técnica de este material de construcción.

Es la realización sencilla y económica de una serie de ideas y aspiraciones no nuevas, sino que se han

formulado hace mucho tiempo, pero, a las cuales, no se había conseguido dar solución viable.

Es muy lógico que las primeras aplicaciones hayan sido difíciles hasta poner a punto todos los detalles, pero, afortunadamente, este período se ha superado.

Los ensayos de laboratorio han dado a conocer sus cualidades y, lo que es más interesante aún, es un material sancionado por la práctica tras su utilización en multitud de obras.

II

El gran número de investigaciones y ensayos llevados a cabo sobre el hormigón, el material de construcción actualmente más empleado en el mundo entero, ha dado como resultado gran variedad de tipos que responden a características especiales.

Estas características se han buscado con objeto de hacer frente a las necesidades que plantean las distintas obras; necesidades que nacen de las condiciones particulares de cada una.

Tratándose de obras de hormigón, el ingeniero ha de elegir en cada caso el tipo más adecuado y el método constructivo más indicado para conseguir el fin perseguido, lo cual dará como resultado la solución más económica.

Así, se encuentran obras en las que se busca como propiedad fundamental del hormigón la impermeabilidad; en otras, la resistencia a hielos y deshielos sucesivos; al ataque de aguas agresivas, temperaturas mínimas de hidratación y fraguado, aislamiento, mínima retracción, etc.

Cada una de estas propiedades se pueden conseguir en el hormigón mediante procedimientos adecuados, aunque, desgraciadamente, lo que sirve para aumentar una cualidad da lugar, a menudo, a disminución de las restantes.

Sin embargo, hay otros procesos de esta índole que no tienen este defecto, sino que, además de realzar extraordinariamente alguna de las propiedades antedichas, contribuyen a mejorar, en grado mayor o menor, las demás. Indudablemente, estos procesos son los que ofrecen mayor interés para el ingeniero constructor.

En esta Memoria se intenta dar idea general de los procedimientos que emplean el vacío como elemen-

to auxiliar para la construcción. No cabe duda de que aquéllos se encuentran de lleno en el grupo últimamente citado, ya que, como se describe más adelante, el empleo del vacío da como resultado la mejora de una serie de cualidades del hormigón, lo cual hace que sea el proceso más indicado y económico en múltiples aplicaciones que se describirán en su lugar.

Los procedimientos del vacío, recién introducidos en España, tienen el mérito de utilizar una fuerza que la Naturaleza pone a nuestra disposición: la presión atmosférica. Este es el elemento de trabajo de que se valen para lograr los resultados que se exponen a continuación.

HORMIGÓN AL VACÍO

Si a un hormigón recién vertido se le aplica un panel que tenga una superficie de percolación en contacto con el hormigón y compuesto por un bastidor rígido y una cámara estanca situada entre la superficie de percolación y el bastidor y se hace el vacío en esta cámara, la presión atmosférica aplastará el panel contra el hormigón, prensándolo, en tal forma que el aire y el agua que contenga en exceso pasarán por la superficie de percolación a la cámara estanca. Este proceso puede verse más claramente siguiendo el esquema de la fig. 1.

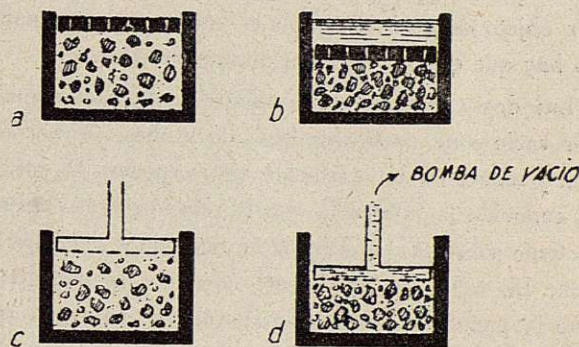


Fig. 1

En a) el hormigón recién vertido en el recipiente se cubre con una placa rígida perforada. Si mediante un esfuerzo mecánico cualquiera se aplasta la placa contra el hormigón, se llega al caso b), en donde el hormigón comprimido expulsa un sobrante de agua que se almacena en la parte superior. Si en lugar de

la placa perforadora colocamos un panel formado por una superficie de percolación, una cámara estanca y un bastidor rígido, como se indica en c), al hacer el vacío en la cámara estanca mediante un tubo que comunique con una bomba, se llega al caso d). El esfuerzo mecánico es, aquí, la presión atmosférica y, por el tubo de vacío, se establece el gradiente de presiones necesario para la evacuación del agua que se almacena en la cámara estanca. No se puede, por lo tanto, hablar de hormigón al vacío sin tener presentes los dos efectos simultáneos de aspiración y compresión.

En la práctica los paneles pueden ser planos, curvilíneos, horizontales, inclinados o verticales. La disposición es siempre la misma en cualquier caso. El bastidor rígido puede ser de contrachapado, metálico o de cualquier otro material resistente y que no presente fugas de ninguna clase. La cámara estanca se forma entre el bastidor y un elemento filtrante que se coloca en contacto directo con la superficie del hormigón. Dicho elemento constituye la superficie de percolación a que hemos aludido al principio. Esta cámara, mediante tomas situadas en el bastidor rígido del panel, comunica por una red de mangueras con un depósito de sedimentación en donde se almacena el agua. Este depósito, directamente conectado a la bomba de vacío, sirve al mismo tiempo para regular el grado de vacío que se quiera. Los depósitos suelen ser dobles con objeto de no interrumpir el funcionamiento cuando hay que evacuar el agua de uno de ellos.

Las dos características principales del tratamiento por vacío son: apelmazamiento de la masa de hormigón y reducción de la relación agua-cemento. De sobra es conocida la influencia que la relación agua-cemento tiene sobre las características resistentes del hormigón. De todos es igualmente conocida la dificultad que la puesta en obra de un hormigón muy seco representa, sobre todo, cuando se trata de secciones más o menos complicadas y pequeñas de hormigón armado. La aplicación del vacío permite reducir la relación agua-cemento al valor mínimo necesario para que tenga lugar el proceso de fraguado en condiciones óptimas después de haber efectuado la colocación del hormigón en estado fluido. Los aumentos relativos de las características resistentes en un hormigón cualquiera dependerán de la relación agua-cemento ini-

cial (fig. 2). Sin embargo, en muchos casos la utilización de relaciones agua-cemento muy bajas resulta imposible o, por lo menos, muy difícil, según antes indicamos y por eso, en los valores que damos a continuación, nos referimos únicamente a la comparación entre hormigones no tratados y hormigones tratados por vacío correspondientes a las relaciones agua-cemento de uso más frecuente en la construcción. Estos valores que pueden, por lo tanto, considerarse como medios, han sido establecidos en los ensayos y aplicaciones prácticas realizados hasta la fecha en el ex-

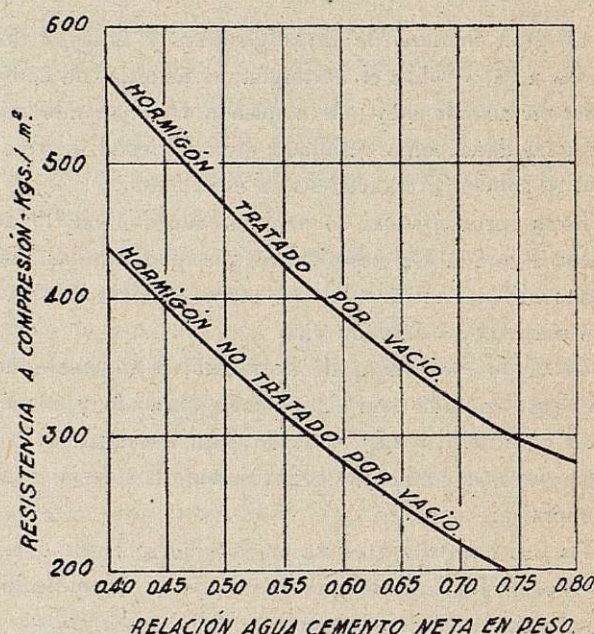


Fig. 2

tranjero y, principalmente, en los laboratorios del «Bureau of Reclamation», de los Estados Unidos.

La resistencia a la compresión aumenta extraordinariamente al principio, conserva, a partir de los veintiocho días, un aumento prácticamente fijo del 30 al 40 % aproximadamente (fig. 3). El aumento de resistencia a tracción es, como término medio, del 70 % (fig. 4). El aumento de impermeabilidad es del 600 %. El aumento de la resistencia a los cambios alternos de hielo y deshielo es del 350 %. El aumento de la dureza superficial puede observarse en la fig. 5. Finalmente, debido al empuje que la presión atmosférica ejerce sobre el hormigón durante el tratamiento por vacío, su adherencia a hormigones más antiguos

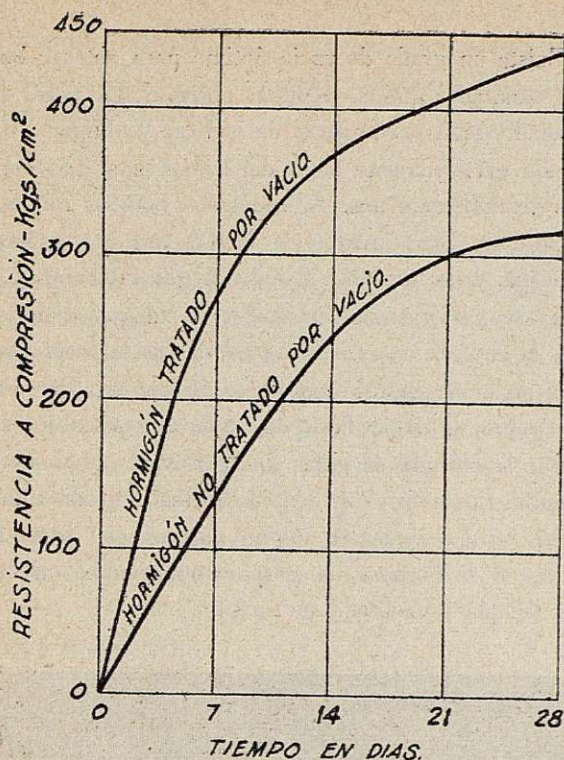


Fig. 3

u otros materiales similares, es muy grande. Las ventajas del hormigón al vacío pueden, por lo tanto, resumirse como sigue.

Aumento de calidad caracterizado por los valores medios indicados anteriormente.

Economía de cemento cuando se reduce su dosificación en el hormigón tratado por vacío para conseguir la misma resistencia; puede considerarse que la

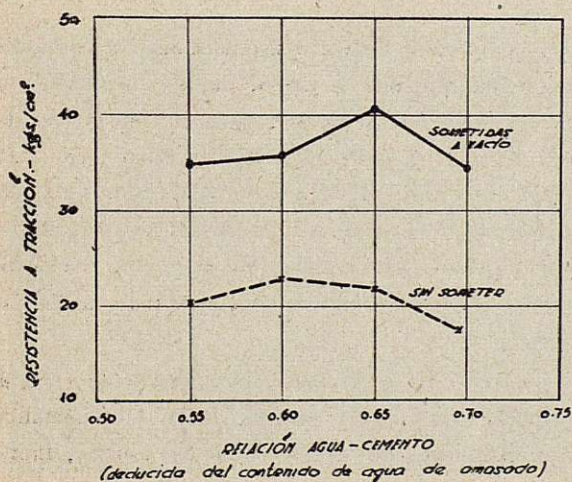


Fig. 4

extracción de un litro de agua corresponde a un aumento de dosificación de 2 (dos) Kg.

Facilidad de colocación, ya que permite una relación agua-cemento de amasado grande sin menoscabo de las resistencias finales que corresponderán a la relación agua-cemento final después del tratamiento por vacío; el trabajar con hormigones más fluidos se traduce en ahorro en los jornales y en el tiempo empleados en su elaboración y manejo.

Rapidez de desencofrado debido a la desecación y apelmazamiento rápidos que proporciona el tratamiento por vacío y que, en la mayoría de los casos, puede ser inmediato, cuando se trata de elementos que, al estar apoyados sobre una superficie lisa de moldeo, no

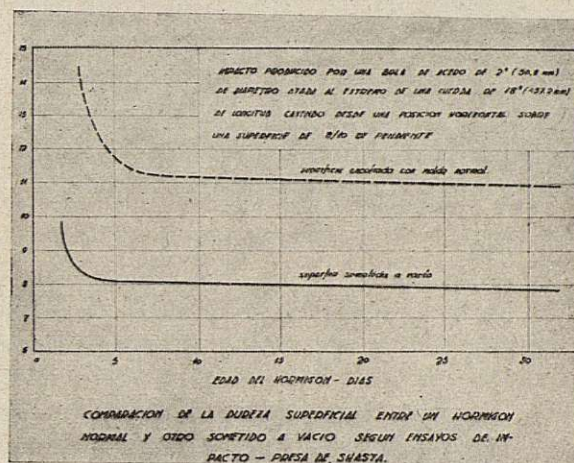


Fig. 5

se hallan sometidos a esfuerzos de importancia; en una losa, por ejemplo, después de un tratamiento de 15 minutos, un hombre subido sobre ella no deja huella alguna. Adoptando las debidas precauciones y gracias a la alta resistencia inicial que proporciona el tratamiento por vacío, los elementos realizados por este método pueden levantarse y transportarse a las pocas horas. En el caso general de los elementos prefabricados, viguetas, losas, tubos, etc.

MAQUINARIA Y ACCESORIOS.

En la práctica, los elementos necesarios son: una bomba de vacío, un tanque de sedimentación y las tuberías oportunas que transmiten el vacío a las ventosas. En aplicaciones horizontales estas ventosas son pa-

neles tipos de 0,90 m. por 1,20 m. de madera o chapa metálica, que llevan en su parte inferior unos intersticios cubiertos por una materia filtrante en contacto con el hormigón. Al aplicarse la ventosa contra el hormigón recién vertido, la cámara estanca de va-

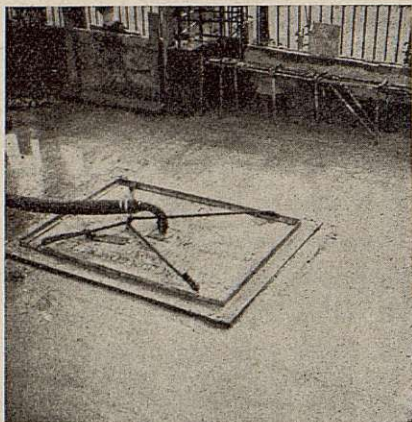


Fig. 6

cío queda constituida en los intersticios limitados superiormente por el panel, inferiormente por el hormigón y, periféricamente, por un cierre elástico unido al panel y que, al hacer el vacío, se aplasta contra el hormigón. Esto resuelve el problema de estanqueidad en



Fig. 7

los bordes por donde pueden producirse las entradas de aire. Con ello se llega a presiones del orden de 8 Tn. por metro cuadrado. Los intersticios proporcionan la distribución uniforme de presiones y los canalillos necesarios para la evacuación del aire y del agua. En la fig. 6 puede verse esta ventosa.

Existe un grado de vacío óptimo para obtener buenos resultados que es menester observar. Un vacío demasiado débil puede pecar de ineficaz y obligar a duración excesivamente larga del tratamiento. Las bombas generalmente más utilizadas son bombas rotativas de aire seco, cuyo manejo es fácil, y que son, además, robustas y de tamaño reducido. Al ser las bombas de aire seco, es menester intercalar un tanque vacío, ya que la entrada de agua en el cuerpo de la bomba podría poner en emulsión el aceite de engrase. Por esto, el tanque de vacío lleva dispositivos especiales para evitar la entrada de gotas de agua o de polvos en la bomba. En la fig. 7 se ve una bomba pequeña rotativa de aire seco de 10 metros cúbicos por hora. En la fig. 8 se muestra un grupo moto-bomba con tanque acoplado montado en camión.

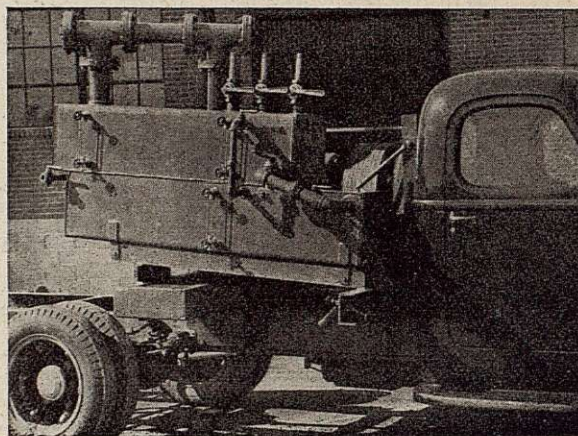


Fig. 8

En un circuito de vacío las pérdidas de carga tienen importancia mucho mayor que en un circuito de aire comprimido. Como es natural, no se pueden tolerar pérdidas grandes en una depresión cuyo valor es inferior a 1 Kg. Pérdidas de media atmósfera que, con frecuencia, resultan admisibles en el aire comprimido, aquí son intolerables. Es, pues, imprescindible el llevar a cabo un estudio muy detallado de los circuitos.

A muchos ha preocupado el arrastre de cemento que puede ocurrir. Por encima de las telas metálicas el recubrimiento de tejido permeable especial limita, en el peor de los casos, el arrastre de cemento a un 1 por 1.000 y proporciona, además, una superficie

extraordinariamente lisa desprovista de desconchados, lo que facilita el desencofrado rápido sin dañar para nada la superficie.

APLICACIONES

El campo de aplicación del hormigón por el vacío es extraordinariamente amplio. Hay, sin embargo, casos en los que su utilización es particularmente indicada: estructuras de poco espesor (30 a 40 cm.), elementos prefabricados en donde la repetición de formas idénticas es muy elevada, tratamientos superficiales en obras hidráulicas, tuberías, etc.

A continuación reseñamos brevemente las aplicaciones más importantes que el hormigón por el vacío ha tenido en el extranjero.

OBRAS HIDRÁULICAS.

La erosión o cavitación superficial que se produce en los vertederos de gran altura plantea el problema de la resistencia a su revestimiento. En el vertedero de la presa de Shasta (116 m. por 183 m.) se ha aplicado el vacío a toda la superficie. En las secciones inclinadas los elementos de encofrado se hicieron con paneles de 15 m. de largo y de 1,80 m. de alto, y llegaron a utilizarse cada uno de ellos más de 100 veces. En el cuenco amortiguador y en las secciones no muy inclinadas el tratamiento por vacío se llevó a cabo con ventosas-tipo de $1,20 \times 0,90$. Pudo conseguirse así una superficie homogénea sin cavidades de ninguna clase y con resistencia al desgaste 2,5 veces mayor

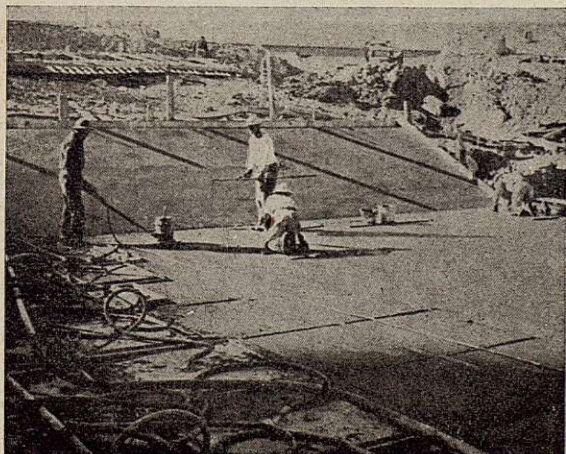


Fig. 9

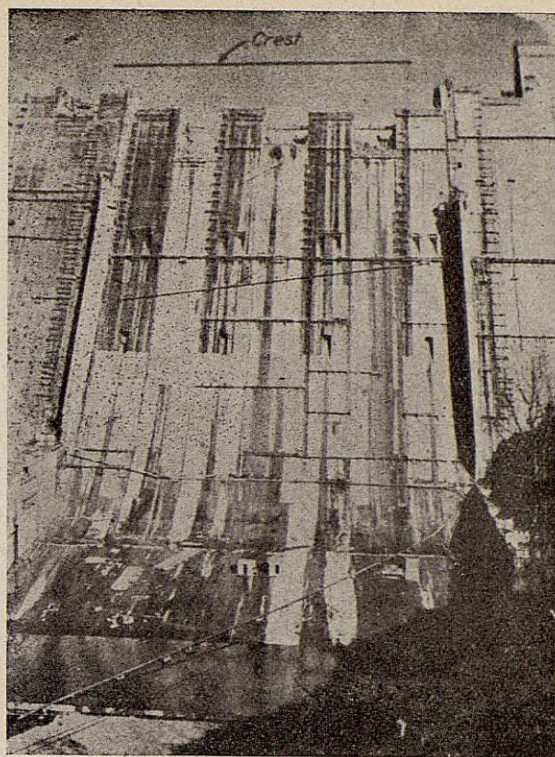


Fig. 10

que la de un hormigón corriente. En las figs. 9, 10 y 11 pueden verse el tratamiento del cuenco, una fotografía general de la presa en construcción y una comparación entre superficies tratadas y no tratadas por vacío, pertenecientes a una sección lateral en donde se hicieron ensayos previos a la construcción del vertedero.

Los paramentos deteriorados por los cambios de temperatura de la presa de Saint Croix Falls (Wisconsin) se repararon con un revestimiento de 50 cm. de espesor tratado por vacío y sellado al cuerpo de presa por armaduras. En la presa de Dorena se aplicó también el vacío en los paramentos durante su construcción (fig. 12), así como en los canales de Friant-Kern, aguas abajo de la presa Friant, California. La T. V. A. ha incluido en sus pliegos de condiciones la utilización del vacío en los desagües de la presa de Fontana. También en la presa de Dnieprostroi (U. R. S. S.) se hará uso de este procedimiento.

DIQUES, BARCOS, REFUGIOS ANTIAÉREOS.

En las obras de tipo militar la rapidez constructiva y la calidad del material son características esen-

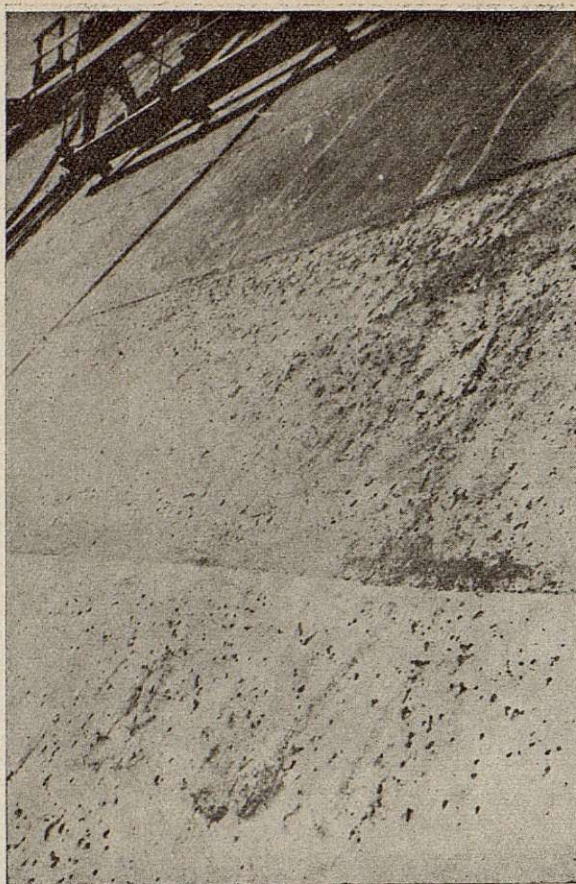


Fig. 11

ciales. La Marina estadounidense ha construido en los diques de Brooklyn muros de 60 cm. de espesor y 12 m. de altura, tratándolos por vacío en capas de 1,20 m. de alto. En 1938 un refugio antiaéreo de sección parabólica pudo desencofrarse en 4 horas con resistencia suficiente al impacto de proyectiles de pequeño calibre. El fondo y los puentes de 28 barcos de hormigón también se construyeron con hormigón por el vacío, durante la guerra.

LOSAS, PISOS, REVESTIMIENTOS DE CARRETERAS Y PISTAS.

En estos casos la utilización de las ventosas tipo de 1,20 m. x 0,90 m. facilita un ritmo constructivo rápido y organización sencilla. La aplicación se hace por hileras de ventosas colocadas unas al lado de las otras formando franjas transversales. La aplicación del vacío en cada ventosa dura 10 minutos, al cabo de los cuales se avanza 1,20 m. de longitud para for-

mar la hilera siguiente. El proceso es continuo y, tras las ventosas, se efectúan las operaciones de acabado. Puede decirse, por lo tanto, que las ventosas vuelven a utilizarse cada 15 minutos, con lo cual el trabajo en el tajo puede quedar perfectamente sistematizado. Este proceso viene ilustrado en la fig. 13. Son muchos los revestimientos de carreteras, pistas de aterrizaje, suelos de casas de máquinas, canales, etc., que se han realizado con hormigón por el vacío.

A título de ejemplo indicaremos la prefabricación de losas en Francia para el revestimiento del canal de «Ottmarsheim», de la «Electricité de France». Las losas tienen 3 m. por 7,30 m. por 9 cm. de espesor y pesan 7 toneladas. El ritmo de fabricación es de 100 losas al día y su manejo puede realizarse a las 8 horas de su hormigonado. Para su elevación y transporte se utiliza el elevador por vacío, del cual hablaremos más lejos, con el que se ha conseguido un ahorro de armaduras (anclajes y refuerzos de enganche) del 25 %. En la fig. 14 se ve el tratamiento de losas con paneles tipo. En la fig. 15, el elevador por vacío alzando una losa de piso.

El vacío se ha aplicado parcial o totalmente en la construcción de innumerables edificios. A partir de 1943 un porcentaje del orden del 80 % de los edificios construidos con carácter no provisional en Washington han hecho uso del hormigón por el vacío. Es el caso del Pentagon Building del Ministerio de la Guerra y del Census Building de los servicios de estadística, en el cual, en seis semanas, se fabricaron 26.000 metros cuadrados de losas de 25 cm. La aplicación del vacío se ha extendido rápidamente a toda clase de viviendas, hangares, depósitos, etc. En la mayoría de ellos la construcción se llevó a cabo con elementos prefabricados de mayor o menor tamaño y se llegó a la total prefabricación «in situ», por vacío, de viviendas aisladas de un solo piso. Entre innumerables ejemplos podemos citar los edificios de la O. N. U. en Flushing Meadows cerca de Nueva York, Whitemarsch Village en Wyndmoor, Pa., así como otros proyectos en las islas del Pacífico, en Bélgica y en Egipto (Ciudad de Heliópolis).

En la fabricación de tuberías las ventajas más buscadas, además del aumento de resistencia del hormigón, son: impermeabilidad, resistencia al desgaste superficial, buena textura de las superficies y fraguado

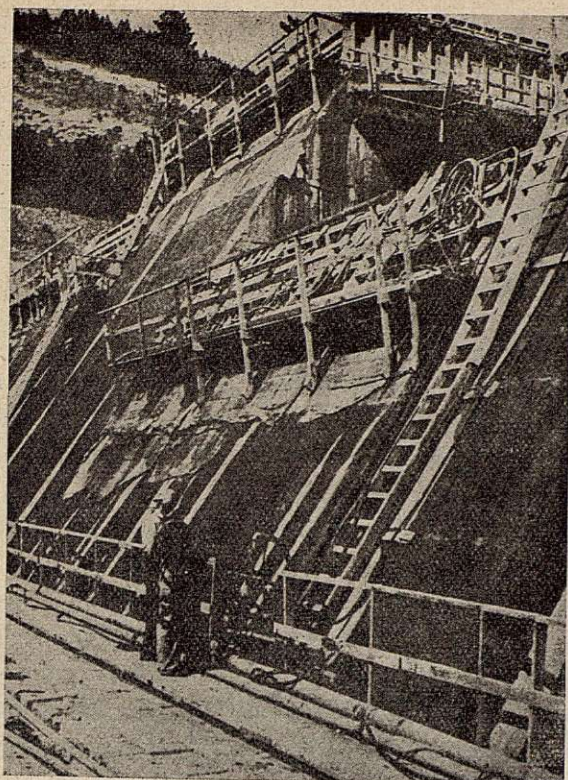


Fig. 12



Fig. 13



Fig. 14

rápido que facilite la fabricación en serie. Todas ellas son ventajas que, con la aplicación del vacío, pueden lograrse en forma sencilla.

Para fabricar tubos de hormigón pueden utilizarse hoy día la centrifugación, la vibración o el vacío. Los tres procedimientos tratan de lograr el mismo fin: disminución de la relación agua-cemento. La centrifugación, por medio de la fuerza centrífuga, con una instalación costosa y no muy sencilla de manejo. La vibración, mediante el apelmazamiento de la masa por sacudidas, pero sin que, en el caso concreto de tuberías de hormigón, los efectos sean muy completos, ya que, con espesores de pared normalmente tan pequeños en estos elementos, las armaduras y el mismo efecto-pared, impiden que este aplazamiento sea eficaz y dificultan la sedimentación de los áridos gruesos. Puede decirse que, en general, el efecto que se consigue con la vibración es la colocación del hormigón, sin que la disminución de la relación agua-cemento sea muy efectiva. Finalmente, el vacío, mediante la presión atmosférica, consigue la disminución de la relación agua-cemento y el apelmazamiento de la masa con medios auxiliares relativamente sencillos.

Los encofrados que se suelen emplear son de chapa con una superficie de percolación adecuada, y tienen duración prácticamente ilimitada. Las bases pueden ser de hormigón y con una aplicación del vacío de 10 a 15 minutos puede desencofrarse, en general, a los 30 ó 45 minutos de haber hormigonado, lo que supone una utilización del mismo encofrado de 8 veces al día, como mínimo.

ELEVADOR POR VACIO

Si a la superficie suficientemente dura de una pieza prefabricada, se le aplica un panel compuesto por un bastidor rígido con un cierre periférico hermético que forme cámara estanca entre el bastidor y la pieza y se hace el vacío en esta cámara, la presión atmosférica aplastará el panel contra la pieza de hormigón a razón de 8 T. por metro cuadrado (cuando el grado de vacío sea del 80 % del vacío absoluto), uniéndose ambos rígidamente. Tirando del panel con una grúa puede levantarse la pieza de hormigón gracias al efecto ventosa de aquél.

En la práctica el bastidor de los paneles puede ser metálico o de madera contrachapada reforzada con

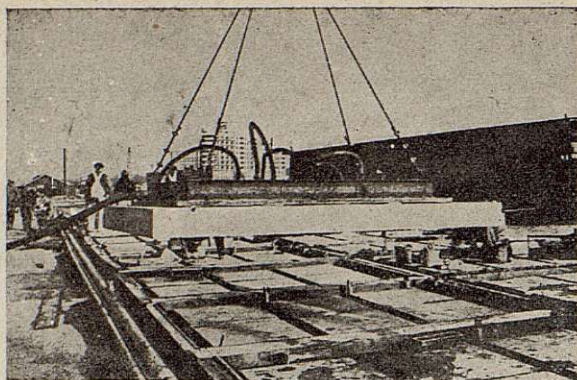


Fig. 15

nervios metálicos que lleven dispositivos de enganche oportunos para los cables de la grúa. Entre el bastidor y la superficie de hormigón se colocan asientos elásticos para dotar a la pieza de varios apoyos repartidos, ya que su flexión se produce hacia la cámara estanca. Todos ellos van encuadrados en un cierre continuo que hace las veces de cierre periférico hermético y de asiento elástico. Los bastidores llevan tomas que se conectan a la bomba de vacío. Mediante esta disposición puede lograrse sobre la pieza de hormigón la distribución de cargas que se quiera al levantarla. La forma de los paneles puede ser plana o curva. Cuando se trata de piezas muy grandes, en donde se teme que la rigidez de un bastidor dema-

siado grande transmita esfuerzos anormales a las piezas de hormigón, puede entonces recurrirse a un elevador de tipo pulpo, compuesto por una infinidad de paneles, como los que acabamos de describir, de dimensiones pequeñas y unidos a un bastidor general elástico como una chapa metálica fina. El enganche de un elevador de este tipo puede haberse con un dispositivo equilibrador, evitando, de esta forma, todo esfuerzo anormal en la pieza de hormigón.

La propiedad fundamental de la elevación por vacío es la de suprimir en las piezas de hormigón de fabricación reciente toda concentración de esfuerzos o cargas anormales como los que se presentan siempre cuando se levantan mediante cables. Es, por lo tanto, posible manejar así piezas de tamaño mucho mayor, tamaño que no queda limitado más que por la capacidad de los medios de elevación y de transporte. Como ejemplo práctico de lo anterior sólo recordaremos las ya citadas losas de hormigón armado utilizadas para el revestimiento del canal de Ottmarsheim en Francia, que tienen 3 m. por 7,40 m. por 9 cm., y que pesan 7 toneladas cada una. Tratadas por vacío su desmoldeo se efectúa a las 10 horas, elevándolas y transportándolas con elevador por vacío. El peso de hierro economizado al evitar la concentración de cargas es, según dijimos, del 25 %.

Mayo de 1950.

Las conclusiones a que se llega en este trabajo son aceptadas por los reunidos. Seguidamente el Secretario, por no estar presentes sus autores, lee los resúmenes de los trabajos que se publican íntegros a continuación, y que llevan los núms. 90, 111 y el 279:

N.º 90. - Primeras experiencias constructivas y estructurales de una presa bóveda por anillos independientes

Autor: D. JUAN ARESPACCHAGA Y FELIPE

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

ANTECEDENTES

Construyen actualmente los Servicios Hidráulicos del Tajo en el río Yedra, afluente del Alberche, una presa de bóveda de anillos independientes tipo Peña. Se logrará, a su terminación, regular el río para aprovechamiento integral de sus aguas en el riego de una zona de 600 hectáreas, del término de El Tiemblo (Ávila) extraordinariamente apta para el regadío.

La relativa poca importancia de la zona regable no permitía sino el establecimiento de un pantano ultrabaratado, y por esto decidió el Ministerio de Obras Públicas la realización de esta presa de acuerdo con el proyecto suscrito en el año 1944 por el Ingeniero de Caminos D. Domingo Díaz-Ambrona.

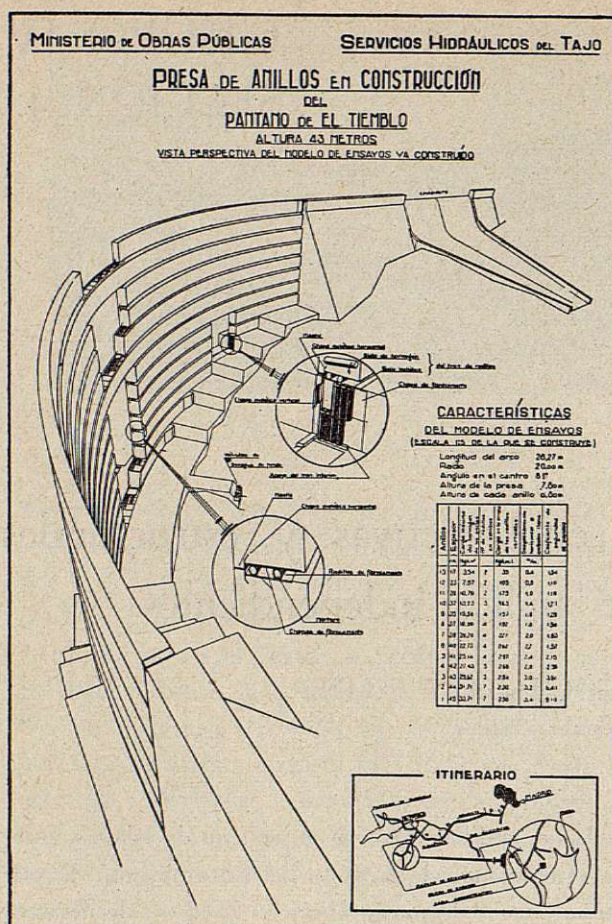
Esta presa, actualmente en ejecución bajo la dirección del autor de la comunicación, tendrá 41 metros de altura, con una longitud de coronación de 275,30 metros, de los cuales, 134,00 metros pertenecen a dos estribos de gravedad y 141,30 metros al desarrollo de su arco superior.

El número de anillos independientes será de 13, con una altura cada uno de 3,00 m³ y espesor variable de 7,94 m. en la base a 1,70 m. en la coronación.

En España ya se han realizado dos presas de bó-

veda por anillos: una, en el pantano de Isber, y otra, en el ataguado de la presa del Generalísimo; la primera, con 30,00 m. de altura y 12,30 m. de desarrollo, y la segunda, con 41,55 m., de los cuales, 27,55 metros son de anillos independientes, con 66,50 m. de desarrollo. Se ve, por la comparación, que las presas ya construídas se arman en cerradas más angostas que la de que ahora se dispone y, por tanto, más aptas para las soluciones de arco. Es por lo que fué preciso realizar en la parte superior de la cerrada de El Tiemblo unos hombros de perfil de gravedad para lograr un acortamiento del desarrollo de la presa para obtener con los 100 m. de radio exterior de sus arcos un ángulo central máximo de 18°. Este ángulo supera a los de las presas de Isber y ataguía del Generalísimo y demostrará la posibilidad de no limitar la construcción de este tipo de presas o cerradas angostas con pequeño ángulo en el arco.

En el extranjero no se ha realizado hasta la fecha ninguna presa tipo Peña, pero se ha construído la de anillos independientes entre sí, aunque no independizados de la ladera en la cual se empotran. Este es el caso de la presa de Amsteg (Suiza), de 21 m. de altura y de la San Andrés (Yugoslavia) con 30.



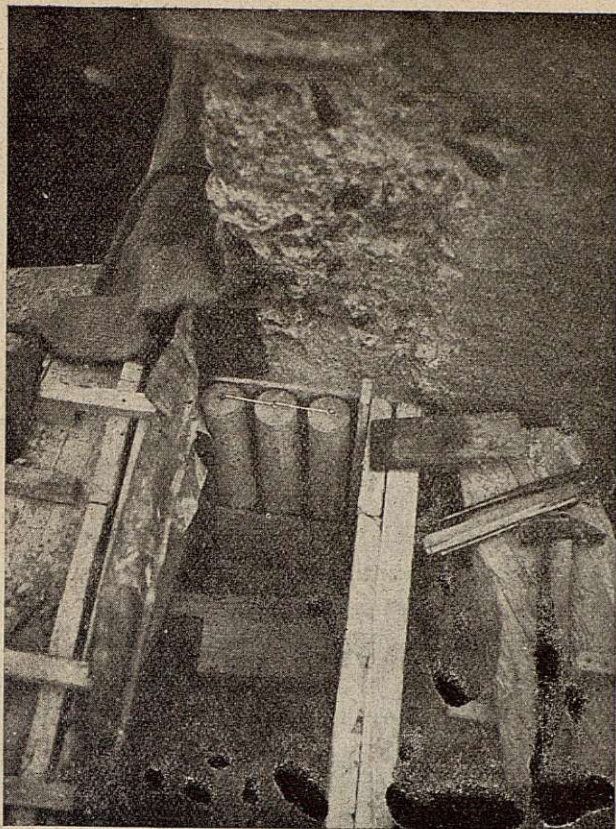


Fig. 2

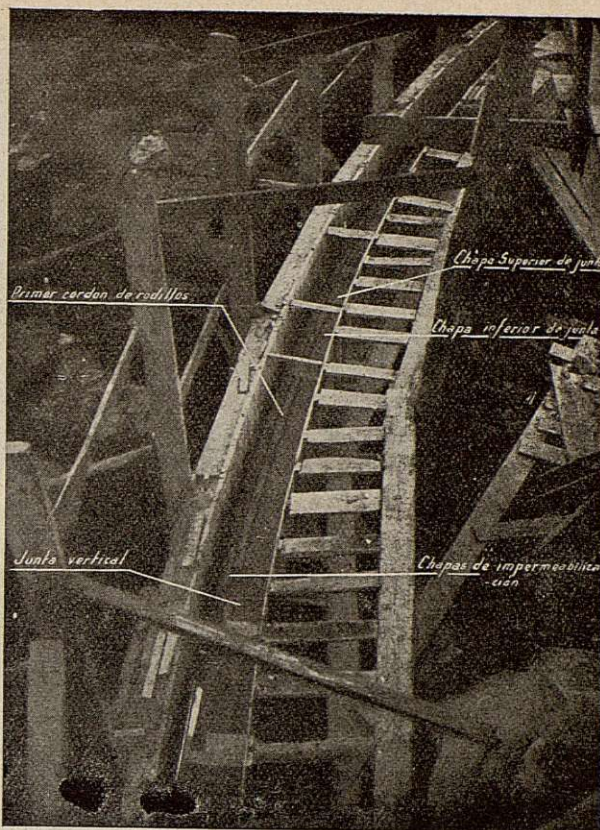


Fig. 3

cuadro de sus características, que consta de 13 anillos cuyo espesor varía de 45 cm. en la base a 17 en la coronación. La altura total es de 8,00 m. sobre el arco de cimentación, y las solicitaciones máximas alcanzan los 33,71 Kg/cm².

El espesor de los anillos viene dado por restricciones del pandeo. Calculando la carga de seguridad que da Butty para los arcos, los valores obtenidos superan sólo en un 10 % a los de trabajo de algún anillo de nuestra presa. Con este escaso margen de seguridad, que hemos forzado, a los efectos de lograr el estado más desfavorable de la estructura, hemos obtenido esbelteces en los anillos del seis por mil.

Las fotografías que ilustran las figs. 2, 3, 4 y 5 muestran la obra en fases de construcción y a su terminación.

El sistema de independencia se ha logrado en las juntas horizontales mediante interposición, entre anillo y anillo, de dos cadenas de rodillos independientes de fibrocemento devanado de 55 mm. de diáme-

tro y 6 de espesor, con núcleo de mortero de cemento armado y vibrado.

En los apoyos, el sistema de deslizamiento se ha encomendado a unos trenes de rodillos embielados de iguales características, a razón de dos trenes por apoyo y anillo.

Tanto en estas juntas verticales como en las anteriores, de anillo con anillo, las fábricas que descansan sobre los rodillos lo hacen a través de unas placas de fibrocemento de análogo material y espesor que el de los rodillos.

El número de rodillos del tren de apoyo lateral varía desde 2, para el anillo de coronación, hasta 7 en el de base, y la impermeabilidad de estas juntas se ha logrado en todas mediante chapa metálica deformable y rejuntado de material bituminoso. Uno y otro han sido objeto de gran variación en los diversos anillos, al objeto de investigar las más carecterizadas.

El hormigón en masa empleado en esta obra ha sido de 300 Kg. de dosificación.

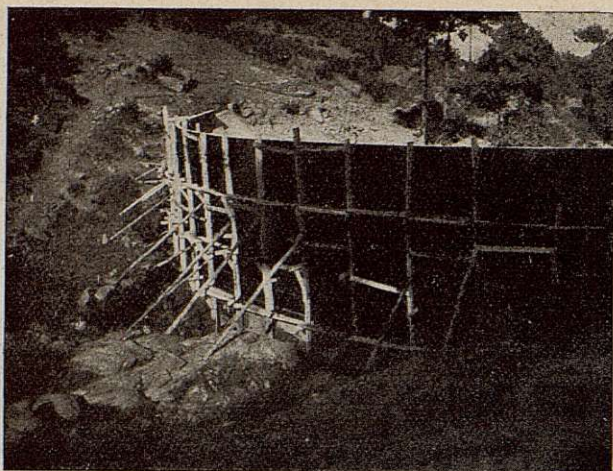


Fig. 4

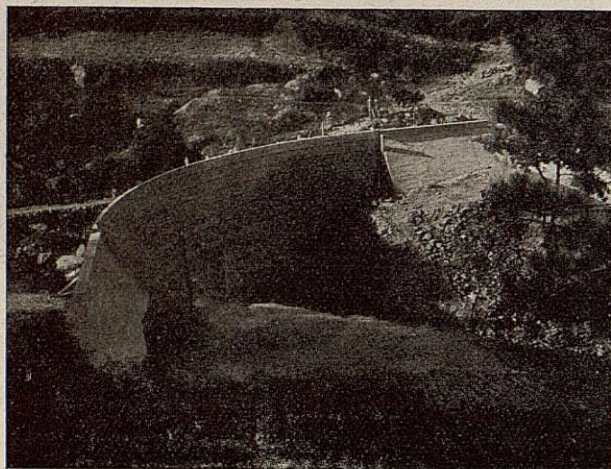


Fig. 5

LA CONSTRUCCIÓN

Verdadera meticulosidad ha presidido todas las fases de construcción de esta obra. Un colectivo de ciento veinte ensayos sirvió para determinar, con cuatro tamaños de gradación de áridos, la óptima dosificación en lo referente a resistencia; la dosificación de agua se corregía con una tabla en función del grado higrométrico y temperatura ambiente, y para la regulación de los áridos en su dosificación por peso se empleó, en un intento que merece perfeccionarse y sobre el cual espera el comunicante dar más detalles en otro lugar, el sistema estadístico mediante muestras.

El replanteo de los encofrados se hizo al milímetro, se comprobó antes del hormigonado su variación

por temperatura y se corrigieron sus variaciones por la humedad de la puesta en obra.

Todo el hormigón fué vibrado con aparato de aguja, a razón de veinte minutos por metro cúbico de masa, y el curado se realizaba mediante arpilleras mojadas durante tres días, pero se acortaba el tiempo de acuerdo con las condiciones higrométricas.

La mayor inquietud que presidió las labores de la construcción fué el perfecto replanteo y la máxima uniformidad de las masas. Sólo así ha podido lograrse el debido funcionamiento de unos anillos que, como hemos dicho, tienen solamente 17 centímetros de espesor con un desarrollo 160 veces mayor.

La obra puesta en carga el día de las pruebas dió resultado satisfactorio en lo referente a impermeabilidad de las juntas, pero sus deformaciones no siguieron la ley de acortamiento anular. El fenómeno, que estaba previsto y sobre el cual queremos hacer la salvedad de que sólo ha sido observado en tres pruebas y que, por tanto, habrán de sufrir la sanción de una serie mayor de ensayos en colaboración con el Laboratorio de la Escuela de Caminos, el previsto fenómeno, repetimos, ofrece clara motivación que creemos del máximo interés explicar como aportación de importancia al futuro de esta clase de presas.

LAS CAUSAS CONTRARIAS A LAS HIPÓTESIS DE CÁLCULO

El funcionamiento de la estructura radica en su independencia, que es base precisa, como hemos visto, para lograr su isostatismo, y esta independencia se encomienda al sistema de rodillos.

Por la fórmula de Weyranch obtenemos el valor de la sollicitación de los rodillos, pero el que los rodillos no se rompan no supone que funcien a la rodadura con la carencia de esfuerzos que las hipótesis presuponen. De acuerdo con las ecuaciones de Hertz, la deformación de la superficie cilíndrica se produce según una cara rectangular en la cual la sollicitación está repartida según una elipse, y la aparición de este achatamiento del rodillo produce, como es lógico, un aumento enorme de su resistencia a la rodadura.

Los ensayos de rotura de estos rodillos se realizaron varias veces en grupos de 5, cuya media general es la representada en la fig. 6. Los ensayos, como

Ajuste de los valores medios de
roturas por compresión de los rodillos

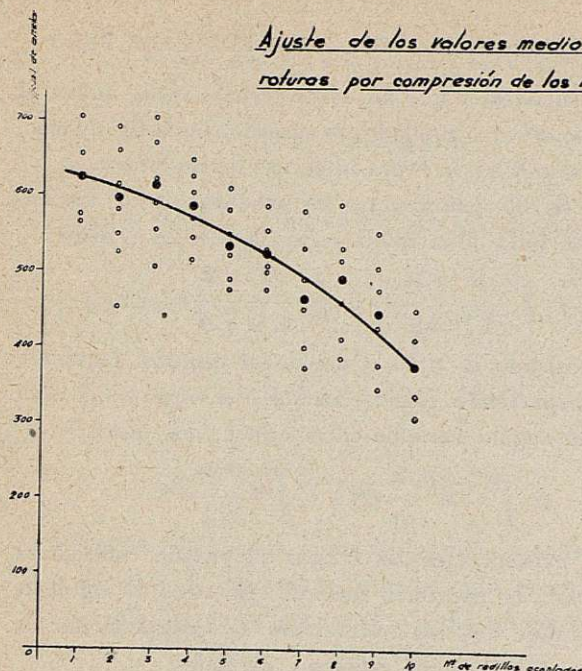


Fig. 6

se ve por la curva, se realizaron sobre rodillos únicos y sobre rodillos en «tandem», porque, como era de esperar, y se comprueba por la curva, disminuye su resistencia unitaria con la incorporación de nuevos elementos.

Las cargas a que se han hecho trabajar los rodillos de apoyo figuran en el cuadro de la fig. 1. En lo que respecta a los rodillos de las juntas horizontales que no resisten más que el peso propio de la presa, no existe problema alguno, pues su carga de sollicitación máxima no pasa de 28 Kg/cm. lineal de arista. Ahora bien, en los apoyos ha de existir forzosamente un empuje unitario enorme, por lo mismo que el tipo de presa permite trabajar a sus fábricas con cargas elevadas.

El espacio de colocación de los rodillos viene, a la vez, limitado por la pequeña dimensión de los anillos, y, aunque en los más cargados de ellos hemos ensanchado sus apoyos con unas zapatas que no producen variación sensible de la forma estructural, la sollicitación unitaria supera en siete de los anillos los 200 kilogramos.

Pues bien, como hemos dicho, la resistencia que con la deformación ofrece el rodillo a la rodadura, es una función creciente con la sollicitación. Las pruebas realizadas en laboratorio a estos efectos dan una

gran disparidad, pero, además, las condiciones a que está sometida la obra, en la intemperie, hacen variar muchísimo esta resistencia. En las primeras pruebas hemos obtenido valores para el rozamiento que han llegado al 35 % de la sollicitación cuando ésta era de 180 Kg/cm. lineal de arista en un acoplamiento de cinco rodillos y, por el contrario, para presiones inferiores a los 25 Kg., la componente normal debido al rozamiento, es prácticamente nula.

¿Cómo repercute en el funcionamiento de la estructura esta diferencia?

Hemos visto que los rodillos horizontales están sollicitados por esfuerzos que sólo en el anillo inferior pasan de los 25 Kg. y que, por el contrario, los trenes de apoyo lateral, por razones de dimensionamiento, pasan en su casi totalidad de los 160. Como resultado tenemos, pues, que el movimiento independiente de cada anillo está logrado en todo su desarrollo, pero contenido en su deslizamiento a lo largo del apoyo, y efecto de ello es una variación de las deformaciones previstas que son ampliamente superadas en la clave del arco y que no se alcanzan en los apoyos.

Este fenómeno ha sido observado, al menos, en su cualidad, en las dos presas de anillos construídas, y se ha medido perfectamente en la puesta en carga realizada para las pruebas de la presa de que tratamos en esta comunicación.

Los desplazamientos contantes según el radio, que debían sufrir todos y cada uno de los puntos de los diferentes anillos, se consignan en el cuadro de la fig. 1.^a; pues bien, en las primeras pruebas realizadas en El Tiemblo, estas deformaciones han venido siendo en estribos del 3.º y 5.º anillo (los de más carga sobre rodillos) de sólo un 12 % de la prevista, y en un solo anillo han superado la deformación. Por el contrario, las deformaciones de la clave han sido siempre superiores a las previstas; han alcanzado en los anillos 3.º y 5.º (los de menor movimiento de arranques) los mayores valores, equivalentes al 197 y 169 % de la prevista flecha.

Queremos insistir en la falta de rotundidad de estas cifras que, por ser las de un primer ensayo, tienen sólo valor puramente indicativo que habrá de realizarse en la serie de pruebas posteriores. Pero sí sirven para fijar la teoría sobre el funcionamiento de este tipo de presa, que desarrollamos a continuación.

LA SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS ISOSTÁTICOS E HIPERESTÁTICOS

Los anillos de la presa, en tanto el valor de su esfuerzo sobre apoyos se mantiene por debajo de determinada cifra, funcionan con absoluto isostatismo manteniendo su forma circular y con una sollicitación que viene dada por las fórmulas mencionadas anteriormente, que, para el caso de espesores del arco inferiores al 5 % del radio (que es el caso que nos ocupa) puede sin error suponerse constante en la sección e igual a $p \cdot R$. Pero en el momento en que, al crecer esta cifra admitida, aumenta por encima del citado valor máximo la cifra de descarga en arranques, el anillo queda impedido de deslizar en sus extremos y su posterior funcionamiento es el de un arco birrotulado. Aunque el sistema de apoyo no sea de verdadera rótula, el pequeño espesor del arco en comparación con su desarrollo permite la rotulación, a costa, desde luego, de descargar parte del tren de apoyo aumentando su sollicitación sobre la otra.

La rotura que sufrió uno de los apoyos de la atagüa del Generalísimo, que estaban muy dentro de

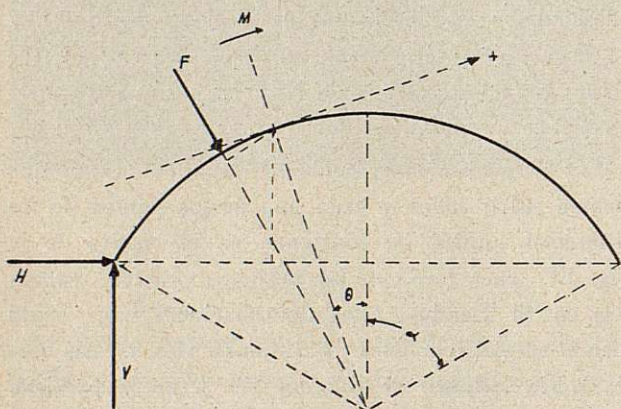


Fig. 7

la seguridad, en lo que respecta a su carga, se debe probablemente a este efecto, que recarga a cifras enormes el trabajo de los rodillos de aguas abajo.

Existe, por tanto, una superposición de causas que, con arreglo al principio correspondiente, produce una superposición de efectos.

¿En qué forma intervienen uno y otro y qué repercusiones produce sobre el estado tensional? Vamos a verlo.

LA SOLICITACIÓN DEL ARCO ROTULADO PURO

Si suponemos que no existe trabajo como anillo, el cálculo del arco rotulado, de acuerdo con la fig. 7 será:

$V = p R \operatorname{sen} \alpha$, como en el caso de isostatismo.

H. ha de determinarse de acuerdo con el trabajo elástico nulo de la rótula según la cuerda, es decir:

$$\int_0^s \frac{M}{EI} \frac{dM}{dH} ds + \int_0^s \frac{W}{Ew} \frac{dW}{dH} ds = 0$$

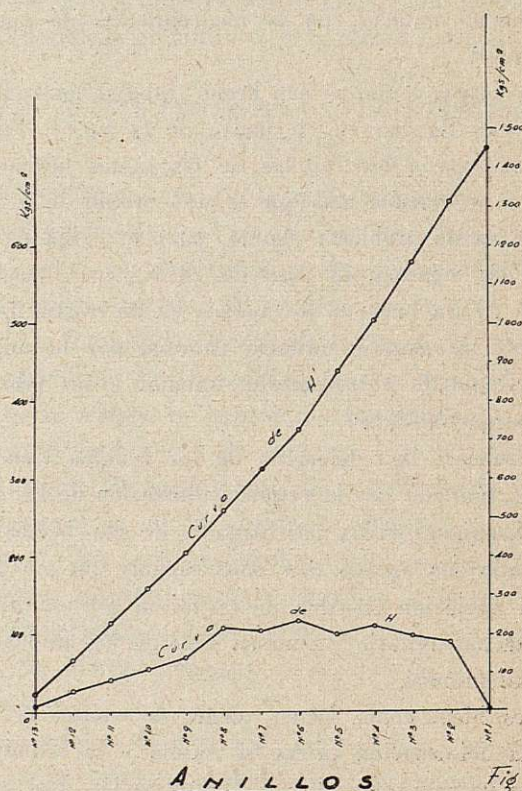
despreciando el trabajo debido al esfuerzo cortante:

Substituyendo valores, siendo e el espesor del arco y θ el ángulo variable en el centro, nos queda:

$$12 \int_{-\alpha}^{\alpha} M \frac{dM}{dH} d\theta + e^2 \int W \frac{dW}{dH} d\theta = 0$$

La existencia de las cargas de presión concéntrica complica la expresión general que tiene el siguiente desarrollo, tras las operaciones de determinación de los momentos y los esfuerzos normales:

Curvas comparativas de los esfuerzos según la cuerda y sobre los apoyos, en el caso de isostatismo y en el de rotulación



ANILLOS

Fig. 8.

Fig. 8

$$\begin{aligned}
& 12 V R^2 \sin \alpha \int \cos \Theta d \Theta + 12 V R^2 \int \sin \Theta \cos \Theta + \\
& + 12 H R^2 \int d \Theta \cos^2 \Theta + \\
& + 24 p R^3 \int \frac{\sin^2 \frac{\alpha - \Theta}{2}}{2} \cos \Theta d \Theta + 12 V R^2 \sin \alpha \cos \alpha d \Theta - \\
& - 12 V R^2 \cos \alpha \int \sin \Theta - 12 H R^2 \cos \alpha \int \cos \Theta - 24 p R^3 \cos \alpha \\
& \int \frac{\sin^2 \frac{\alpha - \Theta}{2}}{2} + e^2 H \int \cos^2 \Theta + e^2 V \int \sin \Theta \cos \Theta + \\
& + 2 e^2 p R \int \frac{\sin^2 \frac{\alpha - \Theta}{2}}{2} \cos \Theta = 0
\end{aligned}$$

Fórmula complicada, pero de solución sencilla, que nos da para H los valores que se representan en la curva inferior de la fig. 8, y que se comparan con

los que resultan de suponer el isostatismo del anillo, es decir, con los valores de $p R \cos \alpha$.

La disminución de este valor de H provoca un lógico descentramiento de la componente que supone la aparición de unos momentos flectores en el arco que, nulos en arranques, alcanzan su mayor valor en clave.

Determinados por las fórmulas

$$M = V \alpha - H \gamma - R F \sin \frac{\alpha - \Theta}{2}$$

y

$$N = H \cos \Theta + V \sin \Theta + F \sin \frac{\alpha - \Theta}{2}$$

los valores correspondientes a M y W para el punto más desfavorable de M que es la clave, obtenemos unas solicitaciones para trasdós e intradós que son las siguientes:

ANILLO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
t_1 Kgs./cm ²	-3,63	-2,37	-4,63	-5,83	-6,65	-7,41	-6,92	-5,99	-7,52	-7,54	-7,55	-7,32	-4,88
t_2 Kgs./cm ²	7,50	13,12	15,49	17,22	18,98	20,35	21,86	24,97	28,41	29,21	31,81	36,43	38,21

Vemos por el cuadro que en el arco rotulado simple existen unas cifras de compresión perfectamente admisibles junto a unos valores de tensión que no permiten el empleo de hormigón en masa.

LA SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS

Ahora bien; de acuerdo con lo expuesto anteriormente, nos encontramos ante una superposición de esfuerzos de tal manera que de la presión total sólo una parte p hace funcionar el anillo como arco y otra $p - p$, lo hace entrar en trabajo isostático de anillo.

Las diferentes soluciones intermedias que nos da la variación de p las hemos representado en la fig. 9 para los anillos extremos (coronación y base).

En esta figura las dos líneas finas significan la combinación de esfuerzos de compresión por isostatismo y tensión por rotulación para un porcentaje de p que va desde 0 (esfuerzo total isostático) hasta los 100

(esfuerzo total de rotulación). La suma algebraica de ambas líneas (línea gruesa) nos dan la solicitación general del esfuerzo conjunto, en el cual aparecen tracciones a la derecha de los puntos críticos señalados.

Vemos que el anillo más desfavorable es el de coronación, en el cual la aparición de tensiones comienza en el 40 % del p y que el mejor es el de base, en el cual existen compresiones hasta p' del 90 % de p . Entre uno y otro se marcan todos los puntos críticos de los diferentes anillos determinados por el mismo procedimiento.

Todos los valores se encuentran dentro de la seguridad, a efectos de no tener aparición de tracciones en la presa de anillos. Basta observar para ello la fig. 10, en la que reproducimos las deformaciones observadas en la presa a la que antes hemos hecho ya referencia.

Los porcentajes de deslizamiento en los apoyos sobre la deformación isostática alcanzan los valores siguientes:

ANILLO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Porcentaje.....	23	19	7	31	42	47	61	52	79	71	63	69	100
100 - p	77	81	93	69	58	53	39	48	21	29	37	31	0

Curvas para los anillos de cimientos y coronación
de compresiones isostáticas y tracciones debidas
al efecto de flexión

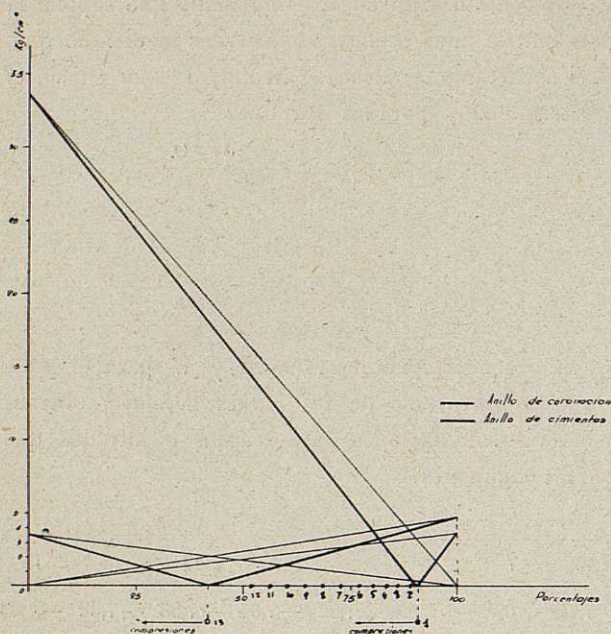


Fig. 9

Si los comparamos con los puntos críticos señalados en la fig. 9, veremos que no se pierde en ninguno de los anillos el régimen único de compresiones, si bien su distribución a lo largo de la Sección es diferente a la estimada para el anillo. Como conclusión, aunque el régimen no es el isostático anular previsto, hay absoluta falta de tensiones en cualquier punto de la estructura.

CONSIDERACIONES FINALES

Como resumen de la comunicación hemos de hacer constar que, aunque sus cálculos se han referido a una presa determinada, la extrapolación de sus conclusiones puede realizarse con seguridad, siempre estudiando las particulares condiciones del caso en cuestión, en lo que se refiere esencialmente al dispositivo de apoyo lateral.

Sin entrar en discusión sobre la ventaja o no del sistema en orden a su conservación, vulnerabilidad

Deformaciones medias en orronque
y clove a embalse lleno

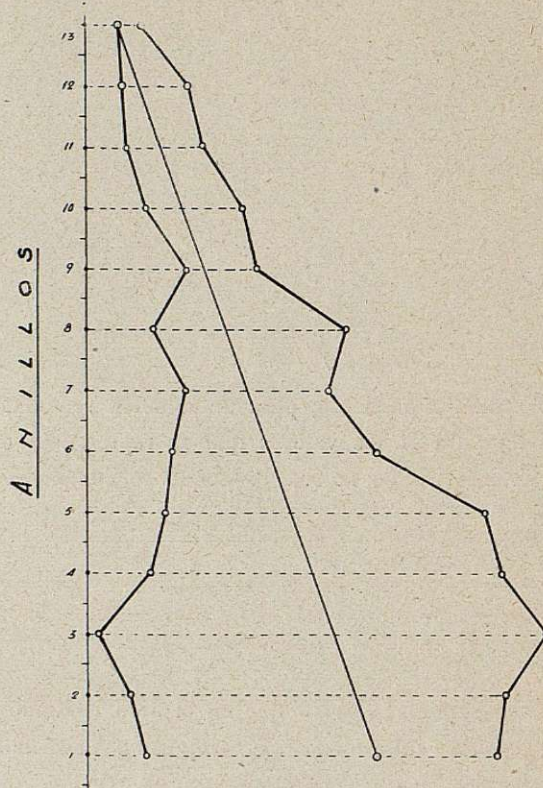


Fig. 10.

general o dificultades de construcción, hemos de dejar patente, a virtud de lo expuesto, que esta clase de presas ofrece mayor exactitud de cálculo que las de los demás tipos, que sus hipótesis de funcionamiento, habida cuenta de cuanto se dice en este trabajo, pueden ser perfectamente determinadas y, finalmente, que, no obstante la falta de isostatismo que las dificultades de los apoyos provocan en la estructura, puede lograrse en ésta un régimen con falta absoluta de tensiones.

Lo expuesto es, con todo, sólo un apuntamiento de la investigación a que dará lugar el detallado estudio que se va a realizar sobre el comportamiento de la obra a corto y largo plazo.

Mayo, 1950

N.º III. - La soldadura eléctrica aplicada a la moderna construcción de los castilletes para pozos de mina asturianos

Autor D. HELIODORO TEMPRANO
Ingeniero Industrial

I

Es un hecho muy conocido de todos el que la soldadura eléctrica ha adquirido en estos últimos tiempos desarrollo extraordinario como procedimiento constructivo aplicado a toda clase de estructuras metálicas, debido a las grandes ventajas que ofrece respecto al sistema clásico de uniones remachadas, pues, efectivamente; permite la adopción de perfiles y de secciones más sencillas, suprimiendo las cartelas de empalme en los nudos y aprovechando íntegramente la resistencia de los materiales al no existir agujeros y, resultando, en definitiva, entre otras apreciables ventajas no solamente una economía en el peso, sino también mayor esbeltez, tanto de los detalles como del conjunto.

No podía menos, por lo tanto, de ser aplicado el procedimiento a la construcción de los castilletes de mina, estructuras que ofrecen singular interés, atendidas las características especiales que en ellas concurren, y la forma cómo deben trabajar, sometidas a esfuerzos vibratorios permanentes, debidos al tiro al-

ternativo de los cables, así como a efectos dinámicos notables originados por las cargas en movimiento y los efectos de frenado, bruscos y frecuentes.

II

Los castilletes de mina corrientes en nuestra región, hasta hace poco estaban concebidos a base de profusión de barras de celosía, en perfiles menudos, unido todo por costuras remachadas, y ofrecían enorme superficie a los efectos de la oxidación que obligaba a frecuentes gastos de pintura y de conservación.

Por otra parte, creyendo dotar al conjunto de mayor rigidez, se disponían los diversos elementos con miembros superabundantes que convertían en hiperestático a los sistemas, lo que dificultaba extraordinariamente el cálculo y no se llegaba a conocer con precisión la distribución de los esfuerzos ni la naturaleza del trabajo de muchos elementos resistentes, con todo el peligro que ello encierra para la seguridad de la construcción.

Además, estéticamente resultan conjuntos francamen-

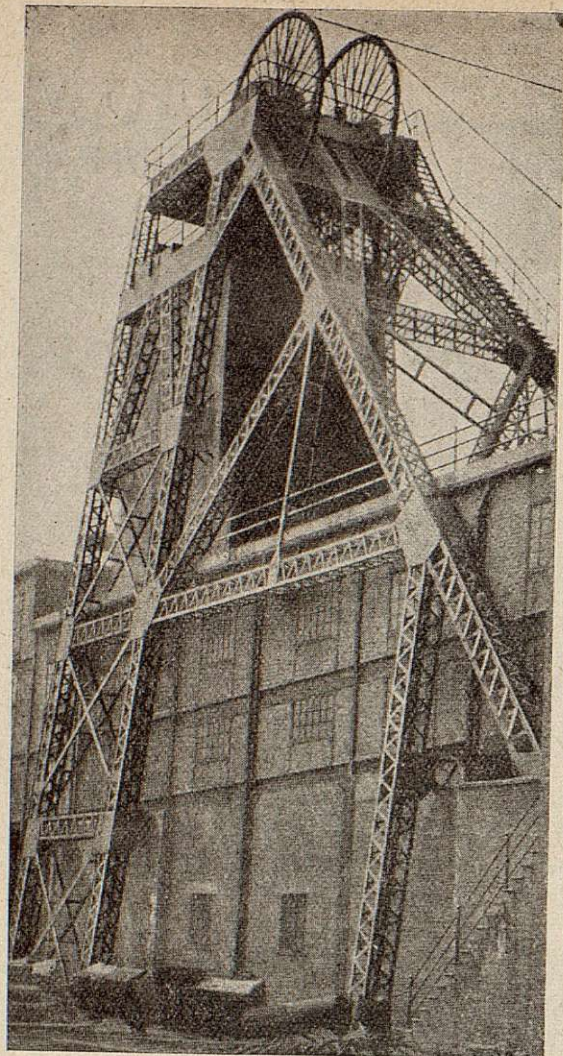


Fig. 1.—*Castillete tipo antiguo.*

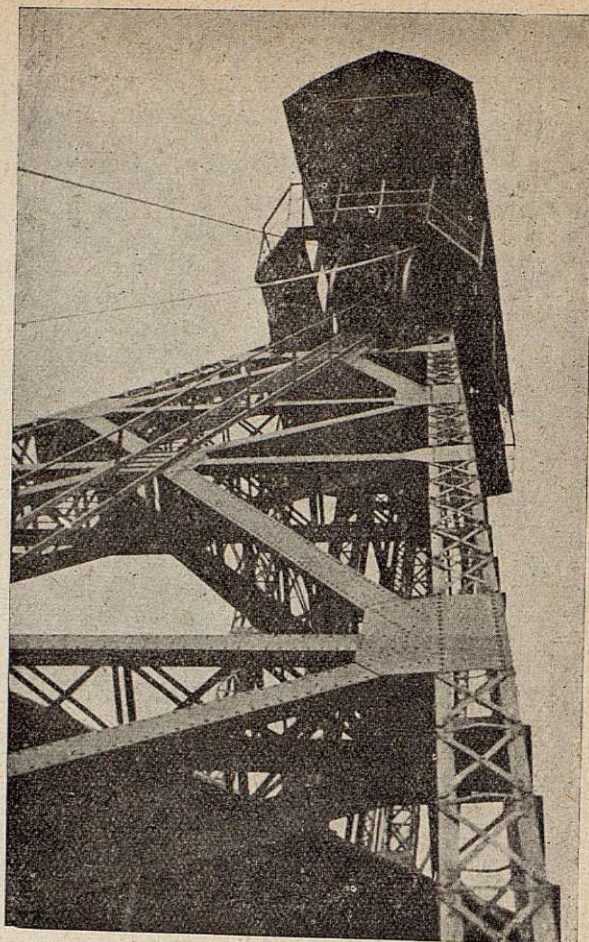


Fig. 3.—*Castillete tipo antiguo.*

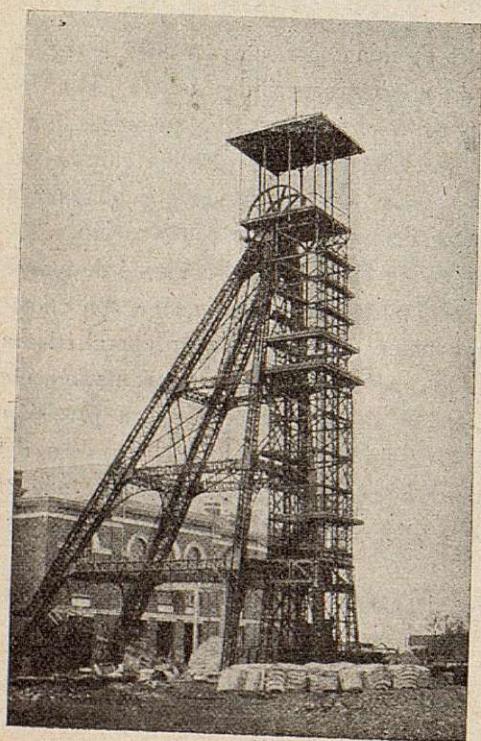


Fig. 2.—*Castillete tipo antiguo.*

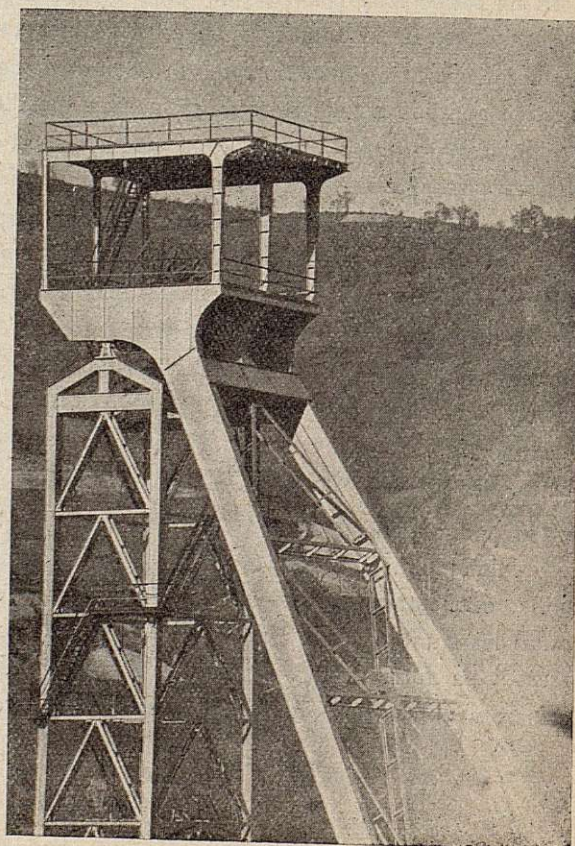


Fig. 4

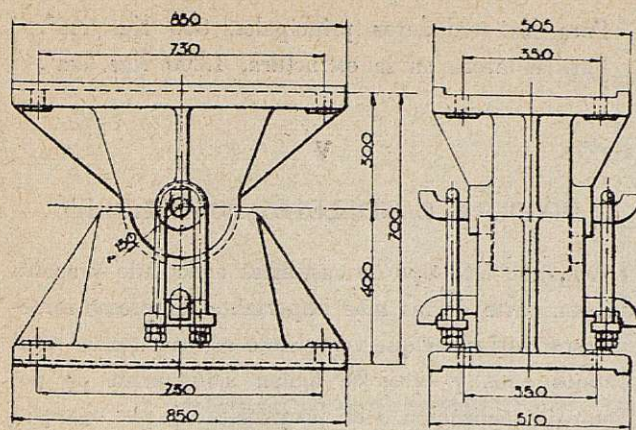


Fig. 5

Rótulas en acero fundido con dispositivo de seguridad.

te inadmisibles que carecen de sencillez y armonía en sus líneas, como puede observarse con los ejemplos que se exponen (figs. 1, 2 y 3).

III

Modernamente, con el auxilio de la soldadura eléctrica, se ha producido verdadero cambio en la realización de este tipo de estructuras, concebido bajo formas y principios estáticos completamente distintos a los que han venido rigiendo hasta la fecha para proyectar castilletes de pozos mineros; formas y principios que en los últimos años ya fueron adoptadas en las más modernas e importantes explotaciones mineras alemanas.

En primer lugar, la unión entre las tornapuntas y la torre principal no tiene lugar en la forma rígida que era habitual en los castilletes clásicos, sino a través de un sistema articulado mediante rótulas de acero fundido con dispositivo de seguridad (figs. 4 y 5) para evitar la eventualidad de un posible desencaje. Con esta articulación desaparece el hiperestatismo, al independizarse entre sí ambas partes principales (tornapuntas y torre), puede conocerse exactamente la carga que a cada uno de estos elementos le corresponde, así como resulta equitativamente distribuida sobre las cuatro patas del castillete la componente vertical de la resultante.

Además, con este sistema las posibles vibraciones de las tornapuntas producidas por el tiro de los cables quedan limitadas en las rótulas, y no se transmiten a la torre vertical, lo que dota al sistema de la conveniente elasticidad para que cada miembro trabaje

con holgura sin estar sometido a esfuerzos y cansancios peligrosos.

Todas las superficies son continuas, libres de celosías menudas; se reforman las secciones a base de vigas de alma llena y combinación de perfiles en formas tubulares, conforme más adelante tendremos ocasión de ver, por lo que son fáciles las operaciones de pintado y mínimos los efectos de oxidación.

IV

CASTILLETE DEL POZO «MARÍA LUISA»

Construido en el año 1943, forma parte de una de las instalaciones mineras más importantes proyectada en estos últimos tiempos por la Sociedad Metalúrgica Duro-Felguera (fig. 6).

En la figura núm. 7 puede verse un dibujo esquemático del conjunto constituido por el castillete y el

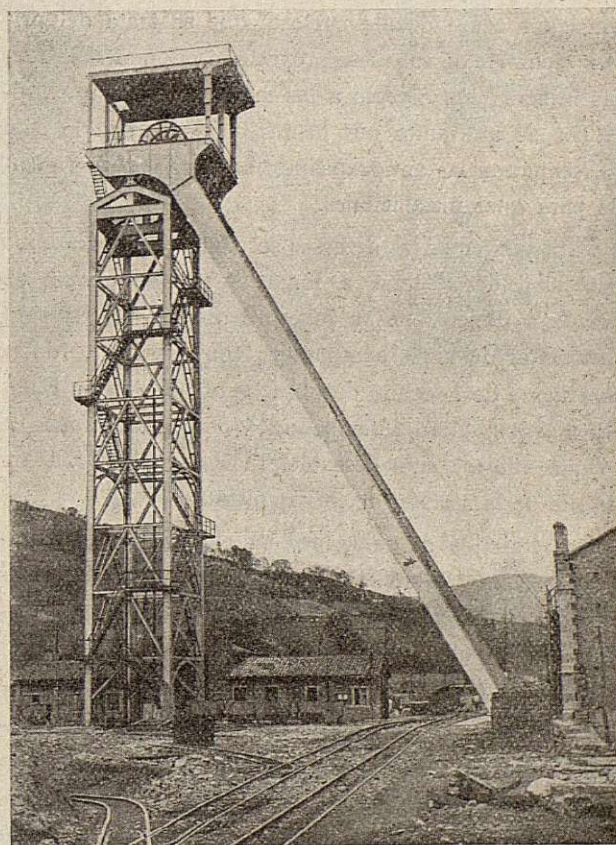


Fig. 6

Castillete del Pozo "María Luisa". Vista de conjunto.

taller de clasificación, cuya plataforma de trabajo se halla al nivel de 12 metros. A esta altura son recibidos los vagones de carbón que se extraen. El castillete se halla aislado con respecto a la estructura de clasificación.

El pozo tiene sección elíptica, conforme se indica en la figura núm. 8, con diámetros de 7 y 5 metros para permitir el funcionamiento de cuatro jaulas, o sea, doble extracción a cargo de dos máquinas eléctricas de 245 y 490 HP. cada una. Tales características constituyen el primer caso hasta la fecha en las instalaciones mineras de Asturias, ya que las secciones corrientes son de forma circular, con diámetros entre 5 y 6 metros, y, desde luego, a base de una sola máquina de extracción.

A parte del interés intrínseco que ofrece la estructura de este castillete, lo ofrece asimismo el hecho de que haya sido la primera construcción de este género resuelta en España a base enteramente de soldadura eléctrica, y, lo que no deja de ser interesante, consignar como detalle curioso, que se trata del primer ejemplar de castillete proyectado en nuestras cuencas mineras con arreglo a los modernos principios estáticos de que antes nos hemos ocupado, con lo cual se rompieron las anticuadas normas que venían rigiendo para estas instalaciones.

Para proyectar las diversas secciones y perfiles hubo necesidad de atenerse a importantes limitaciones en cuanto a dimensiones y espesores de los planos para formación de vigas compuestas, con detrimento de la sencillez y de la mano de obra, pues fué preciso realizar mayor número de empalmes y de combinaciones de lo que hubiera sido deseable. (Véase en la fig. 9 un detalle de la sección de tornapuntas).

Los trabajos de soldadura en el taller fueron realizados con gran atención para evitar en los diversos elementos de cierta longitud las deformaciones originadas por efecto de las tensiones internas.

Sobre las hipótesis de cálculo que sirvieron de base para la construcción de esta estructura se hablará más adelante. Ahora limitémonos a consignar que las soldaduras fueron ejecutadas con electrodos «Unión 24», para las costuras secundarias, y «Unión 44», en las soldaduras principales o de resistencia, y que fueron las fatigas máximas admisibles referidas al caso de extracción normal:

Para las soldaduras principales, 800 Kgs./cm².
Para el acero en la estructura, 1.200 Kgs./cm².

V

DIVERSOS CASTILLETES POSTERIORES

Aceptado este tipo de castilletes articulado y soldado por parte de las más importantes empresas mineras, son varios los que van siendo construídos en estos últimos años y otros se hallan actualmente en período de realización o de proyecto; así, por ejemplo, entre los más principales citaremos los pozos de La Camocha (Gijón), Mosquitera, San Antonio (Hullera Española), Nespral y Compañía, Hulleras de Sabero, pozo Santiago de H. Española (en proyecto), etc.

En todos ellos se han podido ir recogiendo las experiencias y observaciones lógicas de los precedentes, introduciendo interesantes simplificaciones, y aumentando la esbeltez, tanto de los diversos elementos como del conjunto, sin detrimento de la resistencia ni del grado de estabilidad.

En relación con los castilletes citados en primer término, consideramos conveniente añadir algunos detalles informativos de indudable interés.

VI

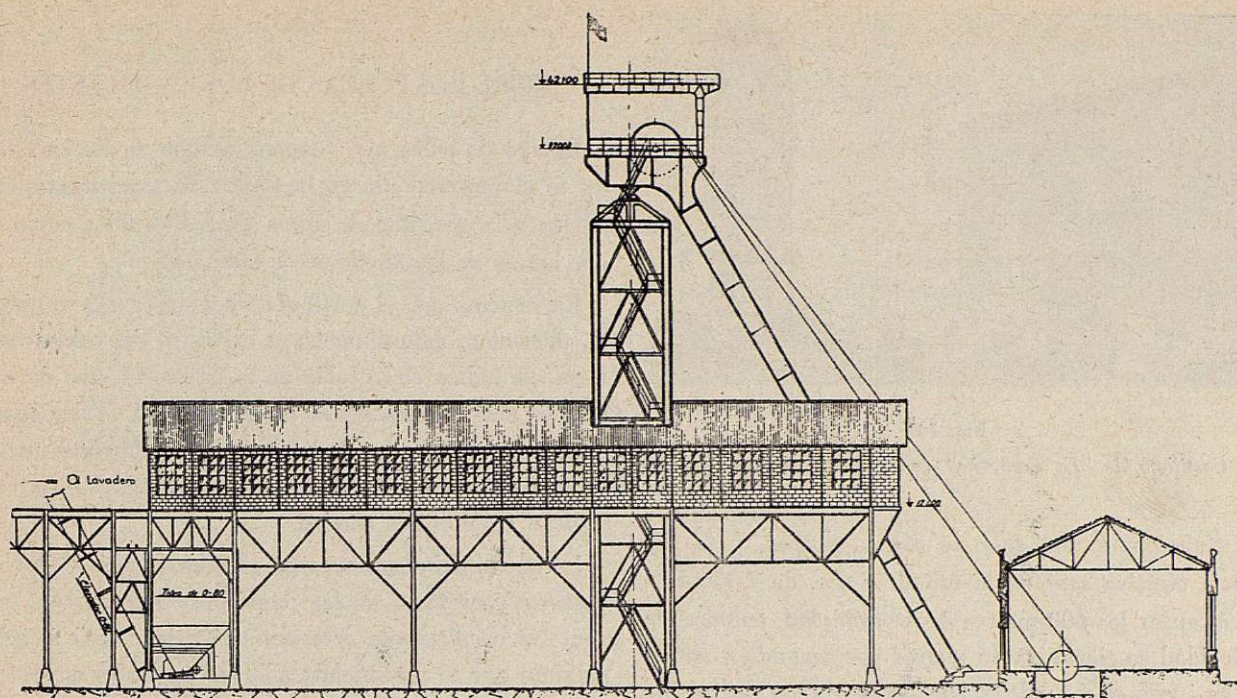
CASTILLETE DEL POZO «LA CAMOCHA»

Se halla actualmente en período de montaje, en la situación que refleja la figura 10. Sus dimensiones generales y la disposición son conforme al gráfico número 11.

Debe hacerse notar que se trata del pozo servido por la máquina de extracción más potente instalada en España hasta la fecha, suministrada recientemente por la casa Metropolitan-Wickers, de Londres (fig. 12).

El diámetro de las poleas del castillete, así como el de tambores es de 4,5 metros para cable de 50 milímetros y una carga de rotura de 152 toneladas. La potencia de la máquina es de 2.700 HP. accionada por un motor de corriente continua acoplado directamente al eje de tambores, cuyo solo rotor pesa 34 toneladas.

Viene dispuesto a base de dos grupo Leonard. Por el momento, en el que la profundidad del pozo son 340 metros y la velocidad de extracción 8 metros por segun-



POZO MARIA LUISA
Castillete y Taller de Clasificación en
Estructuras metálicas soldadas
PLANTA

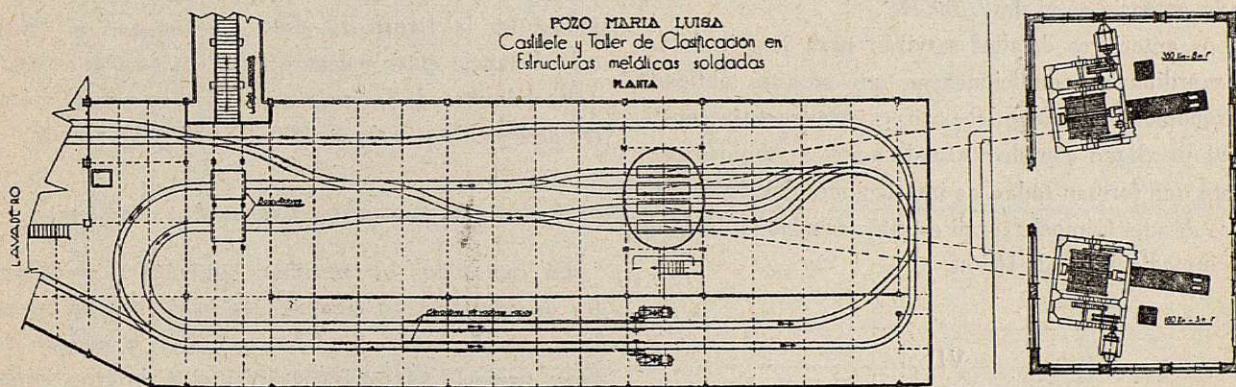


Fig. 7

Castillete del Pozo "María Luisa". Planta y alzado juntamente con el Taller de Clasificación.

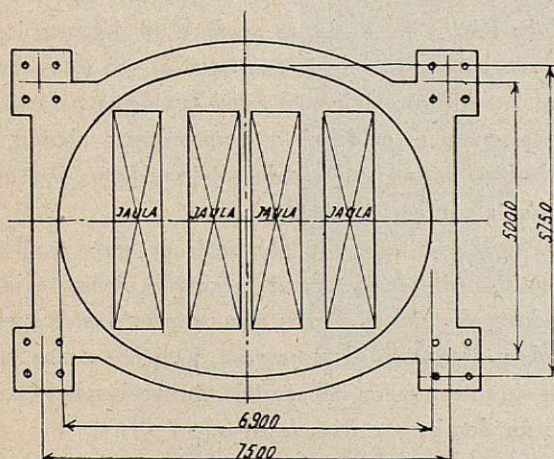


Fig. 8

Sección del Pozo "María Luisa".

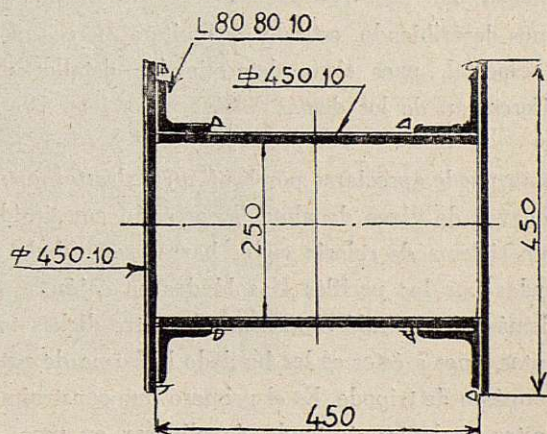


Fig. 9

Detalle de la sección media de las tornapuntas.

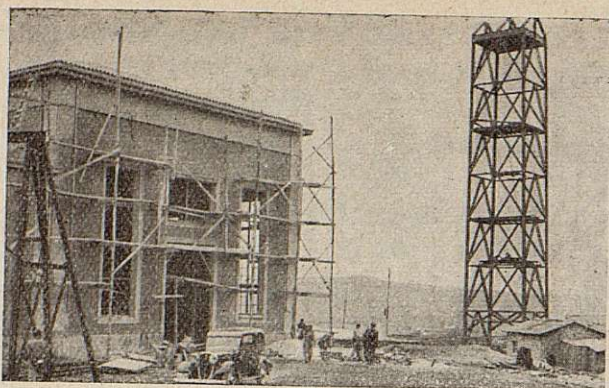


Fig. 10

Castillete de "La Camocha" (en período de montaje).

do, funcionará uno solo de dichos grupos, y la potencia efectiva será de la mitad, o sea, de 1.350 HP. Al alcanzar los 600 metros de profundidad, entonces la velocidad se elevará a 16 metros por segundo y entrará en juego el segundo grupo Leonard, con utilización de la potencia total de 2.700 HP.

Los anteriores detalles servirán para juzgar de las extraordinarias condiciones en que se verá obligado a trabajar el castillete del pozo, cuya estructura constituirá un digno complemento de aquel armonioso conjunto que forman todas las instalaciones del Grupo Minero de «La Camocha», tan estratégicamente situado en las inmediaciones de Gijón.

VII

CASTILLETE DE MOSQUITERA (POZO NUM. 2)

Dentro del tipo general de estos castilletes que venimos describiendo, este de Mosquitera merece mención especial, pues tiene determinados detalles que lo diferencian de los demás. (Véanse las figs. 13, 14 y 15.)

Como puede apreciarse por las figuras, las tornapuntas, en vez de vigas de alma llena, están constituidas por un sistema de celosía cuyas barras son tubulares, formadas por los perfiles U soldados en cajón.

Además se suprimió el arriostrado entre dichas tornapuntas, pues a éstas se les ha dado la forma de patas de compás o de trípode. Es el primero que construimos con estas variantes, tratando de aligerar en peso, y, desde luego, el conjunto resulta muy agradable.

VIII

SOBRE LAS POLEAS DE LOS CASTILLETES

El tipo de polea que venimos usando en los castilletes es el representado en la figura 16, constituidos en núcleo y la garganta de acero fundido unidos entre sí por brazos de llantas de acero laminado.

En relación con el perfil que debe darse a la garganta, dependen, naturalmente, el diámetro del cable conforme se indica en la tabla de la figura 17, que da los valores más usuales según las normas DIN, alemanas. Hay otros autores que dan valores algo diferentes, pero, en general, no hay inconveniente en aceptar los que se indican en el citado cuadro.

Lo que sí debe tenerse muy en cuenta, para evitar el desgaste prematuro de las paredes de la garganta, así como el consiguiente deterioro del cable, es el ángulo máximo que se recomienda adoptar generalmente entre las dos posiciones extremas del cable, tal y como se indica en la figura 18. Ello, por lo que se refiere a la distancia entre poleas y máquina de extracción.

El diámetro de las poleas en relación con el diámetro de los cables suele ser 800 a 1.000 veces mayor.

MATERIAL DE LAS GARGANTAS

En casi todos los castilletes antiguos y en bastantes de construcción reciente, las gargantas de las poleas son de hierro fundido, cosa que a nuestro parecer presenta varios inconvenientes y de gran importancia, por lo que debía de proscribirse.

En primer lugar, cuando por el uso o bien por defecto en la colocación de las poleas en relación con el plano medio del cable, se produce un desgaste irregular en las paredes de la garganta. si son éstas de hierro fundido se origina un grave problema para su preparación, pues es difícil aplicar refuerzo alguno, y la sustitución de la polea debe ser inmediata, si se quiere evitar algún serio percance.

Por el contrario, con gargantas de acero fundido es relativamente fácil aplicar refuerzos mediante la soldadura eléctrica y pernos que proporcionan la seguridad y tranquilidad necesaria, haciéndose los trabajos sin interrupción del servicio aprovechando la parada de un domingo o días festivos.

Aparte del inconveniente anterior, debe tenerse en

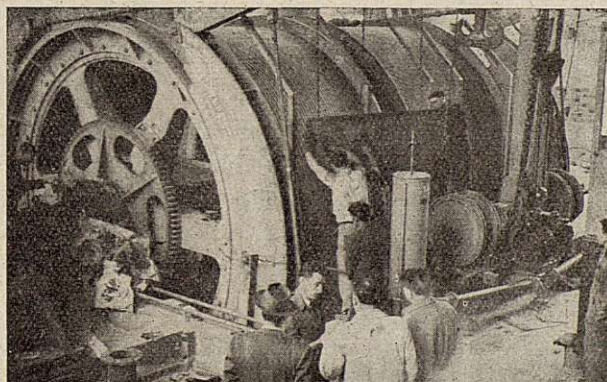
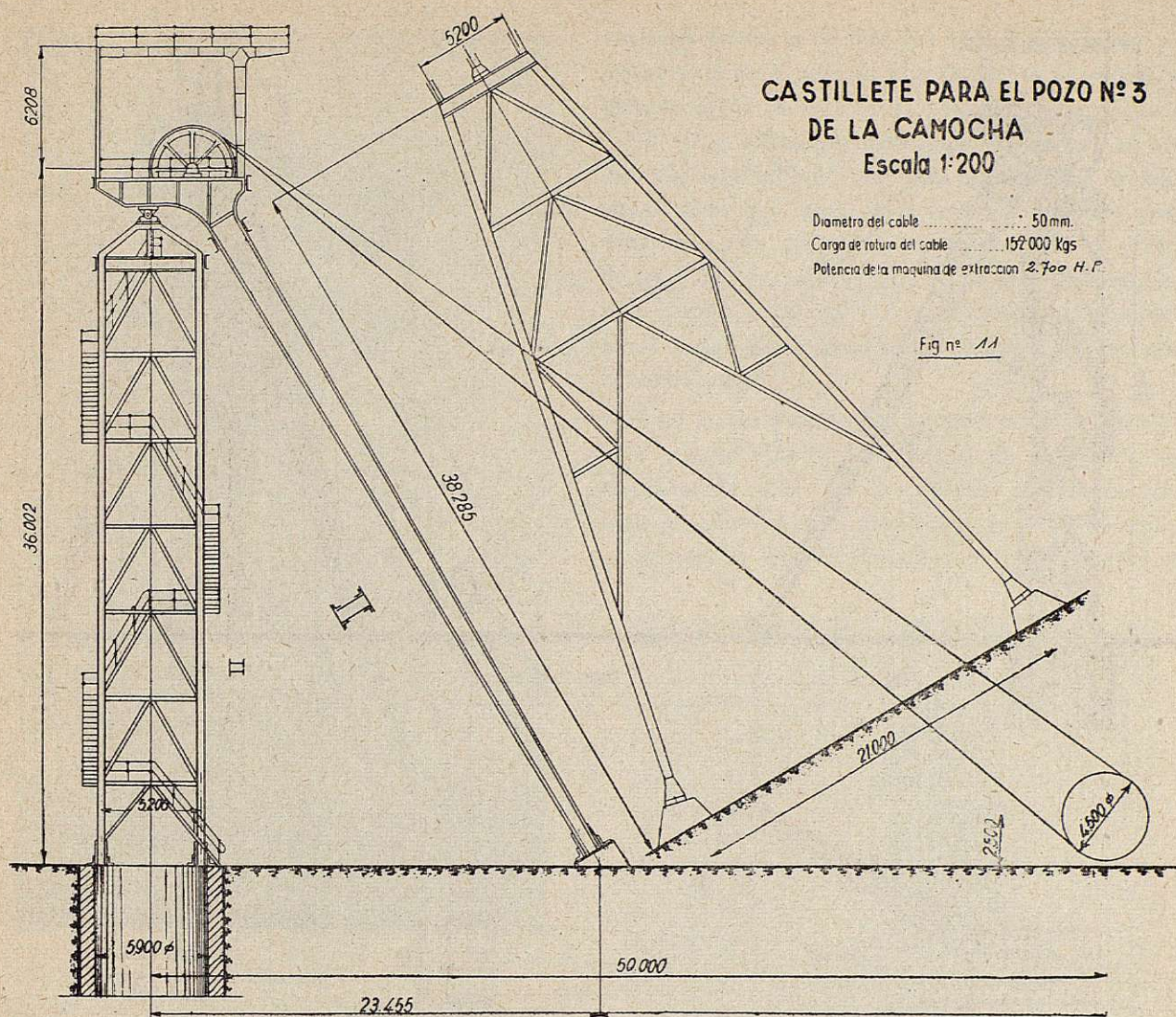


Fig. 12

Pozo de "La Camocha". Detalle del montaje de la máquina de extracción de 2.700 HP.

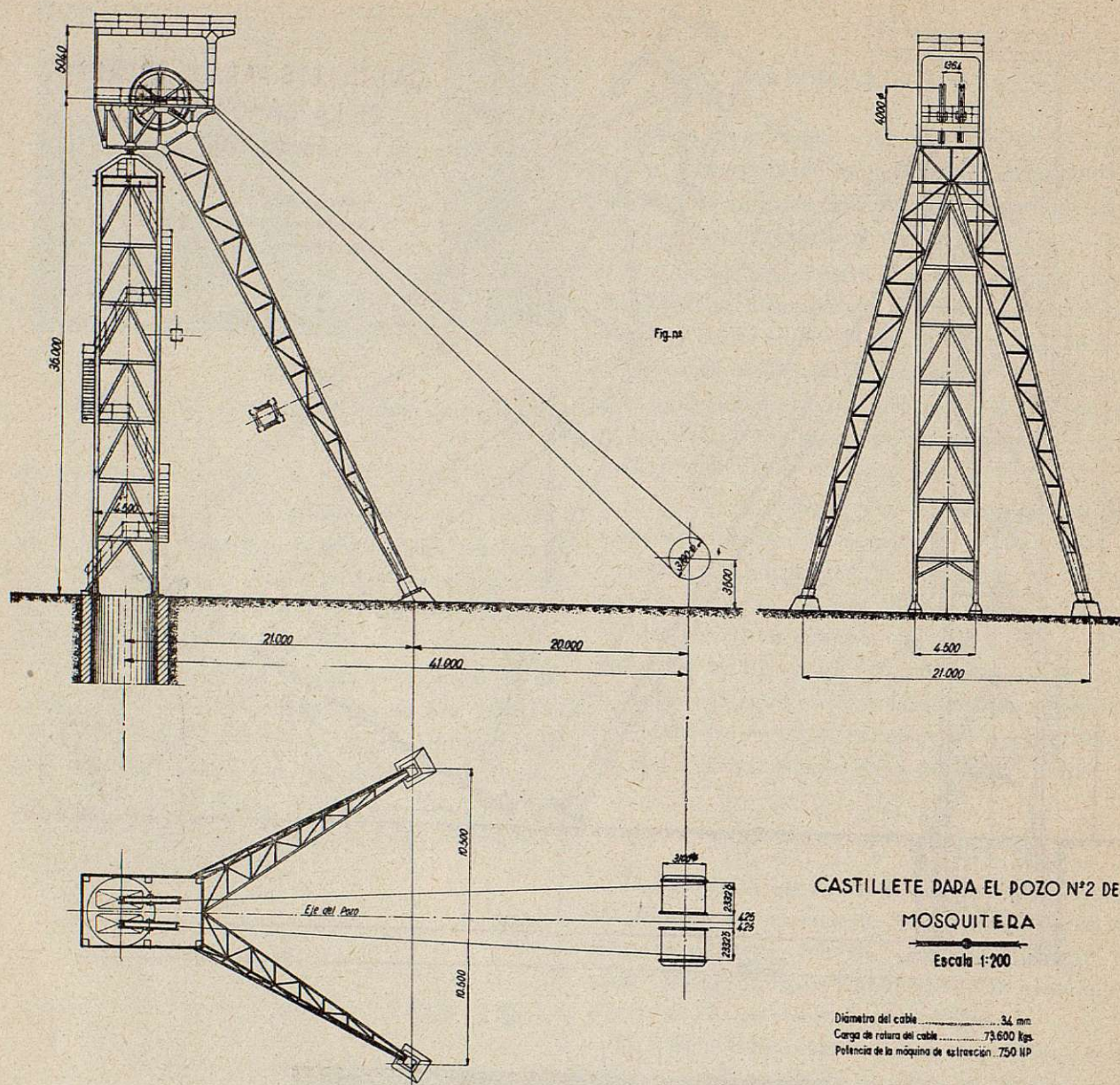


Fig. 13
Pozo "Mosquitera".

cuenta que, debido a la menor resistencia específica del hierro fundido en relación con acero moldeado, son precisas mayores dimensiones, o lo que es lo mismo, mayor masa por el consiguiente aumento del factor de inercia ($G \cdot D^2$), lo cual, además de influir desfavorablemente en el régimen de la máquina de extracción, tiene el inconveniente de que en los momentos de frenado rápido puede ser superado el rozamiento entre cables y poleas, produciéndose un deslizamiento relativo, que origina el natural desgaste o deterioro de ambos.

Con el acero moldeado, las dimensiones son más reducidas y el factor de energía menor.

IX

CONSIDERACIONES SOBRE EL CÁLCULO DE LOS CASTILLETES DE MINA

Hasta estos últimos años puede decirse que las estructuras destinadas a castilletes de pozos mineros carecían

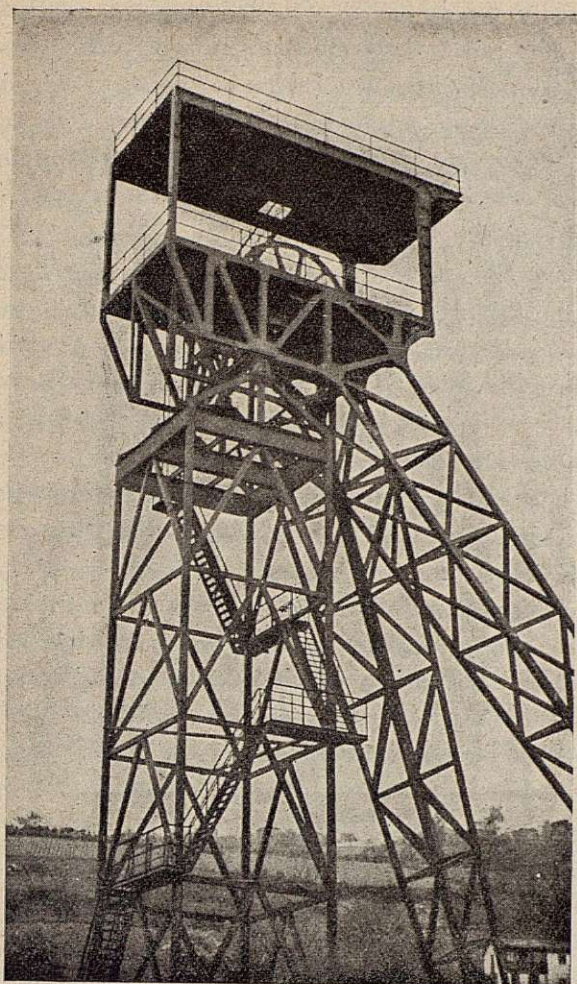


Fig. 14

Castillete Pozo "Mosquera". En la fig. 14 se aprecian diversos elementos propios del montaje no retirados aún, así como la estructura provisional de la profundización.

de verdadera importancia, pues las instalaciones no eran muchas, y, sobre todo, las características de la extracción eran moderadas, más bien, suaves.

Pero la cosa actualmente ha tomado mucha trascendencia para nuestro país, en virtud del incremento que han tomado y siguen tomando las explotaciones mineras, multiplicándose el número de pozos y, sobre todo, que ahora el trabajo a que se someten las explotaciones es mucho más elevado, con velocidades y cargas mucho mayores, sistemas múltiples de extracción, etc., y horas de trabajo que casi pueden considerarse permanentes.

Hasta hace poco, las velocidades de extracción corrientes eran del orden de 5 a 7 metros-segundo, con

potencias máximas de 600/700 HP., y en cambio ya hemos visto en el pozo de «La Camocha» la velocidad prevista es de 16 m/l" y la potencia de la máquina 2.700 HP.; cifras que producen vértigo aún en las personas familiarizadas con estos problemas. Todo ello quiere decir que deben ser tomadas las debidas precauciones, para garantizar en consecuencia el grado de seguridad de las instalaciones, ya que, de producirse cualquier accidente, las proporciones que podrían tomar serían de un elevadísimo orden tanto económico como social.

Hasta la fecha en España carecemos de reglamentación especial que fije las normas de cálculo de los castilletes de mina, por lo que debe el calculista regirse por prescripciones extranjeras, que, naturalmente, se adaptan a las características de los materiales y

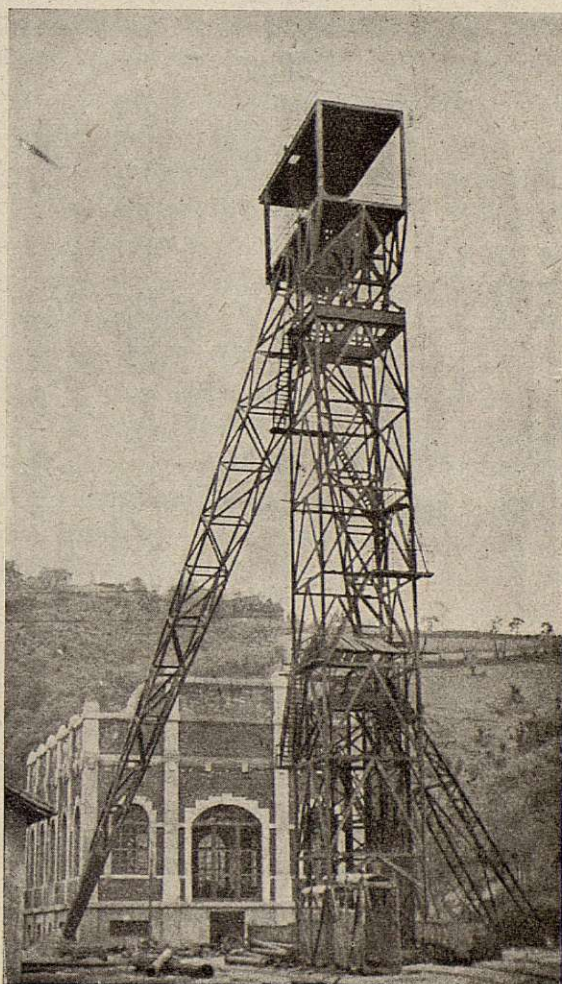


Fig. 15

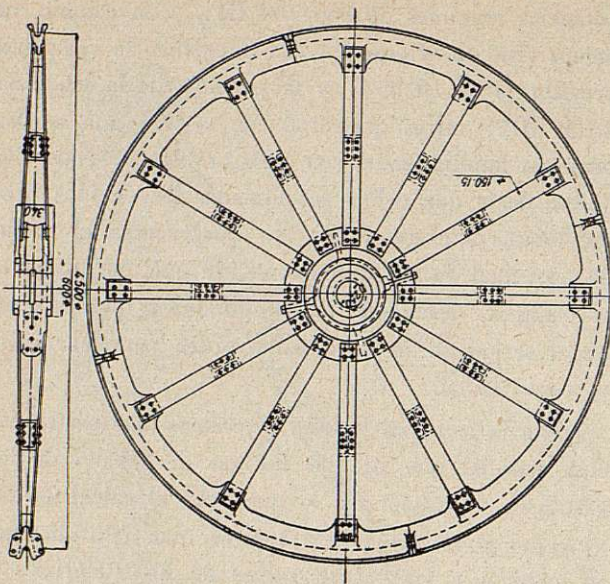


Fig. 16

Tipo de polea para castilletes de minas. Cubo de acero fundido. Garganta de acero fundido. Llantas de acero laminado.

Perfiles de las gargantas en las poleas para cables según las normas DIN 690
Dimensiones en mm

Diam del cable	a	b	c	r
22 - 26	72	50	40	15
28 - 31	80	60	48	18
33 - 39	95	72	56	22
42 - 48	115	85	64	25
51 - 56	135	100	75	30

Poleas para Castilletes de Minas
Tipo de garganta

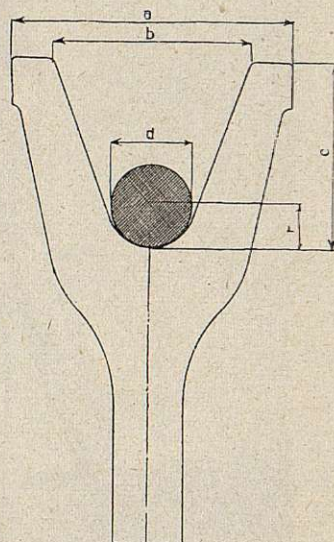


Fig. 17

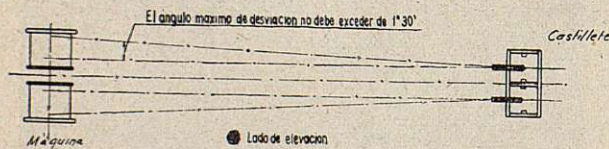


Fig. 18

Posiciones extremas del cable (ángulo máximo).

condiciones del trabajo del país respectivo, diferenciando en importantes detalles de unos sitios a otros, y como no conviene cualquiera de ellos con nuestras modalidades peculiares, precisa evitar que un extremo de tanta importancia pueda hallarse sometido exclusivamente al criterio más o menos acertado, pero personal del proyectista.

Queremos aprovechar la presente ocasión, y ello como finalidad principal de este modesto trabajo, para llamar la atención sobre el particular, pues el problema ya ha adquirido en España el volumen e importancia suficientes para que, como un anexo al vigente Reglamento de Policía Minera, se estudie el asunto y se dicten las normas complementarias pertinentes.

Con el fin de reforzar algo más los anteriores razonamientos nos serviremos a continuación de algunas experiencias personales en el proyecto y cálculo de este género de estructura. Nos hemos visto obligados a parar la atención en una serie de consideraciones que tenían influencia decisiva para la debida determinación de los esfuerzos y secciones de los diversos elementos resistentes, y como consecuencia en el grado de estabilidad del conjunto.

El criterio generalmente seguido, de acuerdo con las principales normas extranjeras, es adoptar como máximo tiro del cable el de su carga de rotura, que según el R. de P. Minera Español vigente debe ser ocho veces mayor que la carga máxima de trabajo.

Como circunstancias más desfavorables se suele suponer que la jaula cargada se halla arriba en el momento de producirse el atasco, mientras que la jaula vacía está abajo, y aún es mejor aceptar que esta última se halle cargada con relleno, con lo cual sobre ambas poleas gravitará el máximo de cargas.

No obstante la hipótesis anterior, hay también algunos autores que opinan, muy razonablemente, se debe suponer la rotura simultánea de ambos cables, pues, al producirse el atasco de la jaula ascendente y alcanzar el tiro la carga de rotura del cable, al mismo tiempo que en la máquina de extracción se origina un rápido tirón, en la jaula descendente, por efecto del frenado brusco, se produce un peligroso impacto que puede también alcanzar la rotura del cable. Claro, que, bajo esta hipótesis se debe elevar la fatiga máxima admisible de los correspondientes materiales, para evitar conduzca a secciones demasiado grandes.

CASO DE DOBLE EXTRACCIÓN

Cuando se proyectó el castillete del pozo «María Luisa», primero en España de doble máquina de extracción, se planteó el problema de la elección de hipótesis en relación con la rotura de los cuatro cables existentes.

Con arreglo a algunas prescripciones extranjeras, entre ellas, las alemanas, debería aceptarse la carga de rotura del cable en una sola de las extracciones, y en la otra suponer simultáneamente el caso de extracción normal combinada con la acción del viento transversal al plano de poleas.

Como consecuencia de las grandes dimensiones de la sección elíptica del pozo (7 metros eje mayor) resultaban obligados arriostramientos de gran longitud, expuestos, por lo tanto, a vibraciones transversales perniciosas y en atención, por otra parte, a la elevada altura del piso de poleas, estimó prudente suponer el caso de rotura del cable en ambas instalaciones, si bien elevando la fatiga máxima admisible hasta cerca del límite elástico, hipótesis que si bien conduce a secciones un poco más robustas queda ello sobradamente compensado al proporcionar mayor rigidez a los elementos anteriormente citados, y al conjunto de la estructura un grado de estabilidad más tranquilizador.

ROTURA DEL CABLE SUPERIOR O INFERIOR

Supuesta la extracción simple (caso habitual) al considerar la carga de rotura del cable, conviene distinguir si se trata del cable superior o del inferior, es decir, según que al enrollarse en el tambor de la máquina de extracción lo haga por abajo (cable II) o por arriba (cable I) según se indica en la figura número 19.

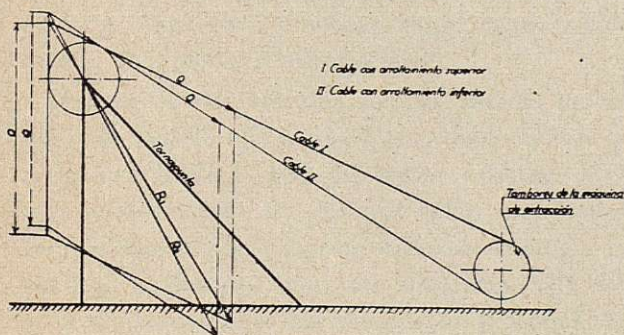


Fig. 19
(Fuera de escala.)

En ambos casos el valor de la resultante es naturalmente el mismo, pero la primera hipótesis (R_2) es la más desfavorable para el cálculo de la torre principal, en tanto que la segunda (R_1) es la que procede tomarse para obtener la componente de compresión de las torrapuntas.

ACORTAMIENTOS ELÁSTICOS

Otra consideración que, a nuestro juicio, tiene mucha importancia es la siguiente: Al tomarse como hipótesis de cálculo la carga de rotura, bien de un cable o de los dos, es natural que la fatiga máxima de los materiales no deba superar el límite elástico, pues de otra forma se originarían deformaciones permanentes.

Algunos proyectistas se consideran tranquilos una vez que han determinado las secciones bajo la hipótesis extrema anterior y, sin embargo, falta un detalle que de ninguna manera se debe dejar sin el correspondiente estudio. Nos referimos al caso de la *extracción normal* durante la cual no deben producirse en ninguno de los miembros de la estructura vibraciones que pasen de ciertos límites prudentes, ya que como es sabido, un trabajo vibratorio constante podría alterar la calidad del material exponiéndolo a roturas peligrosas sin que aparentemente se haya producido causa alguna externa, al no ser elevado el coeficiente real de trabajo.

Como medida conveniente para evitar tales vibraciones se deben evitar los esfuerzos de flexión en las barras y la eliminación de elementos superabundantes, a fin de que se pueda conocer y prever la repartición de los correspondientes esfuerzos, pero sobre todo, debe comprobarse que en ningún caso los acortamientos elásticos pasan de ciertos valores experimentales que oscilan entre uno o dos milímetros.

FATIGAS MÁXIMAS ADMISIBLES

Teniendo en cuenta que se pueden producir los casos siguientes en el régimen de trabajo:

- 1 Extracción normal.
- 2 Idem más acción del viento.
- 3 Rotura del cable.
- 4 Idem más acción del viento.

se deberán fijar las fatigas máximas admisibles, habida cuenta de la calidad de los materiales de nuestro mercado nacional y a la vista de las condiciones especiales

y características en que trabajan los castilletes de minas.

Las ordenanzas alemanas del año 1927, por ejemplo, imponen la condición de considerar tres casos de sollicitación distintos con una fatiga máxima admisible para cada uno de ellos de 12, 14 y 18 kilogramos por mm., respectivamente, valores que se adaptan muy bien para nuestros aceros actuales, según nuestro parecer.

OTROS ELEMENTOS

Complemento muy importante de los castilletes y de sus poleas, de los cuales nos hemos ocupado hasta aquí, es todo lo relativo a otros elementos sobre los que convendría alguna norma o reglamentación.

Así, por ejemplo, por lo que se refiere a los aparatos de suspensión de jaulas, generalmente formados con piezas forjadas y «bulones», la sujeción de las cadenas a las jaulas, la repartición de la carga sobre las diversas cadenas, cuadros de taquetes, etc., sería muy conveniente fijar las condiciones de bondad que deben reunir indicando las fatigas máximas admisibles, presio-

nes, etc., ya que de su correcta ejecución depende la seguridad en el trabajo de la instalación, y, por lo tanto, del pozo.

R E S U M E N

A través de las anteriores consideraciones, y luego de haber expuesto la tendencia moderna que la soldadura eléctrica introduce en la construcción de los castilletes de mina, hemos visto que este género de construcciones está adquiriendo en nuestro país gran incremento e importancia, por lo cual estimamos que procede redactar unas *Normas de Cálculo especiales para los castilletes y demás elementos de extracción*, como anexo al actual Reglamento de Policía Minera, al igual que se ha venido haciendo en otros países, con lo cual evitaremos que nuestros ingenieros tengan necesidad de acudir a reglamentaciones extrañas, no siempre claramente adaptables a las condiciones ni características de nuestras instalaciones y materiales.

Todo lo cual tenemos el honor de exponer a la consideración de lo señores congresistas.

La Felguera, mayo de 1950.

N.º 279. - Estructuras en lámina delgada

Autor: D. VICENTE ROGLÁ ALTET

Ingeniero de Caminos

Las bóvedas delgadas, en general, y, singularmente, las que poseen doble curvatura, presentan gran resistencia a las solicitaciones de las cargas (no concentradas); resistencia desproporcionada, a primera vista, con la pequeñez del espesor. La clave de esta propiedad se encuentra en la forma de la lámina.

La idea de curvar las superficies para darles rigidez es intuitiva e inmemorial, quizá por imitación de la Naturaleza, que en la cáscara del huevo nos ofrece un ejemplo de la gran resistencia que la forma puede dar a una lámina delgada; y a nadie se oculta que una chapa plana adquiere extraordinaria rigidez cuando se la curva convenientemente.

Muestra de esta intuición son las bóvedas de piedra y de ladrillo que se construyen desde la más remota antigüedad y cuya espléndida variedad de líneas, caracterizando los distintos estilos arquitectónicos, podemos aún hoy admirar en los monumentos que nos legó la Historia, tanto más admirables para nosotros si consideramos las dificultades y fatigas que hubo entonces que vencer con los escasos medios mecánicos auxiliares de que se disponía para tan pródig-

go empleo de materiales pétreos labrados, frente a los poderosos mecanismos de hoy y al fácil vertido del hormigón en sus moldes.

Y, sin embargo, no corresponde la labor innovadora de nuestros tiempos a la facilidad con que en nuestros días podemos acometer las más complejas y audaces formas constructivas y frente a las inmensas posibilidades que se nos ofrecen. Puede decirse que aún vivimos de las creaciones del pasado.

Resulta paradójico que exista mayor riqueza geométrica en las bóvedas de nuestras viejas catedrales y monumentos que en las modernas construcciones de hormigón armado; que la lenta y fatigosa labra de la piedra haya sido más fecunda en concepciones que la dócil masa, que copia sin esfuerzo las más complejas y variadas formas y que, al fraguar, perpetúa la imagen del molde caduco.

Uno de los motivos que han frenado el desarrollo morfológico de nuestra Arquitectura es, quizá, el uso preponderante de los elementos constructivos de cálculo sencillo: piezas prismáticas y placas planas.

Y, volviendo a las láminas delgadas, han sido pre-

cisamente las dificultades de su cálculo, en especial, cuando su superficie no es de revolución ni cilíndrica, las que han restringido considerablemente su campo de aplicación y han hecho estériles las infinitas posibilidades que se ofrecen a la fantasía intuitiva del proyectista.

Es tanto más de lamentar el escaso empleo de las láminas de hormigón armado, cuanto que constituyen la solución óptima de algunos problemas de la construcción.

Así sucede con la lámina antivelaria, que proporciona el máximo aprovechamiento del hormigón en aquellos casos en los que predominan las solicitaciones permanentes respecto a las variables o accidentales y en los que, además, aquéllas actúan repartidas superficialmente, es decir, no concentradas o aisladas.

Pero como la lámina puede resistir también esfuerzos de tracción internos, merced a su armadura, no es indispensable la forma antivelaria y se amplía el campo de sus posibilidades eficaces a solicitaciones no permanentes y a formas muy variadas.

Considérese que el problema de construcción que con más frecuencia ha de resolver el proyectista consiste en disponer una pantalla que cubra un área horizontal (cubiertas, forjados, cimientos, fondos de depósitos, puentes) o vertical (presas, muros de contención), y que, al propio tiempo que aísla o separa, resista esfuerzos repartidos en su superficie.

Muchas veces se encomiendan estas dos misiones: aislante y resistente, a elementos distintos (por ejemplo, en una cubierta, tejas como elementos aislantes, y cerchas, correas, cabios, etc., como resistentes). En tal caso, los elementos aislantes no coadyuvan a la resistencia, sino que constituyen, más bien, un peso muerto que incrementa las solicitaciones. En contraste con ello, la lámina delgada es una pantalla autorresistente que aísla y resiste y que realiza esto último con predominio de los esfuerzos internos normales (compresión y tracción) frente a los de flexión y cortantes, es decir, con aprovechamiento óptimo del material.

El costo de las láminas de hormigón armado sería muy pequeño, de acuerdo con su volumen, si no fuera por sus cimbras y moldes, que muchas veces ponderan en su presupuesto.

Excepto casos de muchas repeticiones de una misma lámina, en los que conviene emplear moldes metá-

licos, se usan, en general, encofrados de madera y éstos se encarecen cuando la adaptación de la tabla a la superficie es difícil de realizar. En este aspecto son ventajosas las superficies regladas, cuyos moldes se forman con tablillas rectas sin necesidad de curvarlas. Reglados son los dos tipos de láminas que describo en este artículo.

Las cimbras no son siempre precisas, bien porque la lámina se preconstruya en el suelo y, una vez fraguada y endurecida, se transporte a su definitiva posición, bien porque los moldes cuelguen de la propia armadura, formada, parcial o totalmente, con perfiles laminados electrosoldados (autocimbra) que luego han de quedar embebidos en la masa.

Volviendo a las primeras consideraciones sobre la resistencia de las bóvedas delgadas, reanudemos su análisis.

En las láminas de simple curvatura o láminas cilíndricas su forma se opone a la flexión de las generatrices, pero no obstaculiza las deformaciones según la directriz. Por ello, su estabilidad geométrica es pequeña y existe el peligro de que una deformación accidental provoque su pandeo y, con él, la ruina brusca de la lámina. Se evita este peligro aumentando el espesor a costa de una desvirtuación del comportamiento laminar, bien de modo uniforme, como en las bóvedas de los puentes, o bien discontinuo, con nervios adicionales aislados.

Existe, no obstante, la posibilidad de asociar varias láminas cilíndricas de manera que su conjunto constituya una estructura de características análogas a las superficies doblemente curvadas, que son las que ofrecen la verdadera resistencia de forma. Ejemplos de tales asociaciones son: las cúpulas cilíndricas polilobuladas (fig. 1), que son bien conocidas (1), y la estructura que denomino hongo cilíndrico (fig. 2), de cuya descripción me ocuparé en este artículo.

El cálculo elástico de las bóvedas de doble curvatura no es prácticamente abordable, según la teoría clásica, más que en el caso particular de las superficies de revolución, por lo cual son de este tipo todas las grandes bóvedas laminares de curvatura doble que hasta ahora se han construido.

(1) En España hay muchas muestras de dichas cúpulas cubriendo el vestíbulo de grandes hoteles y bancos.

Estas graves dificultades del cálculo laminar se aminoran extraordinariamente si se desprecian los momentos flectores y de torsión y los esfuerzos cortantes (normales a las superficies). En tal hipótesis las ecuaciones del equilibrio de la lámina, que se denomina membrana en este caso, se plantean fácilmente, pero, al pasar de los esfuerzos a las deformaciones que provocan, a fin de determinar, mediante las condiciones de

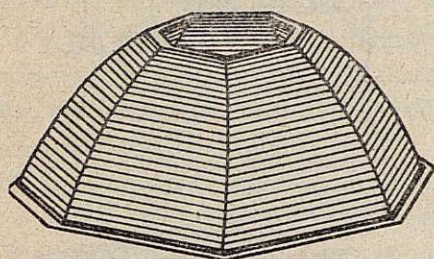


Fig. 1.

contorno, las funciones arbitrarias que aparecen en la expresión de dichos esfuerzos, resulta, en general, que es imposible satisfacer las condiciones de borde, ni aun las más indispensables.

Claro ejemplo de esta imposibilidad lo comprobaremos en la bóveda de doble curvatura representada esquemáticamente en la figura 3 h), de la que también

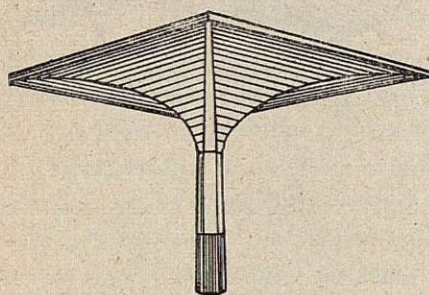


Fig. 2.

hemos de ocuparnos, formada por cuatro lóbulos iguales de paraboloides hiperbólicos equiláteros, de vértice y eje comunes a todos ellos y unidos dos a dos a lo largo de las generatrices del vértice.

Así, pues, el cálculo como membrana no ofrece, en general, garantía suficiente para proyectar con su ayuda bóvedas importantes.

A primera vista, las membranas son idealización ló-

gica de las láminas muy delgadas, ya que, para una dada deformación, los esfuerzos normales y tangenciales crecen proporcionalmente al espesor, mientras que los momentos dependen de su tercera potencia, y así, al tender a cero el espesor, resultan aquéllos infinitesimos de tercer orden, mientras que los esfuerzos normales lo son de primero y, por tanto, preponderan, y cabría despreciar los momentos frente a dichos esfuerzos si la lámina es suficientemente delgada.

Este razonamiento, que en su fondo es cierto alguna vez, tomado con generalidad es falso. No es lícito razonar sobre una deformación dada de un elemento de bóveda que se considera inmutable mientras variamos el espesor, porque la deformación de este elemento es función del espesor mismo y varía con él, y hay muchos casos, como el mencionado, en los que resulta imposible equilibrar las acciones externas sin la resistencia a flexión de la lámina.

Aun en estos casos, en los que la rigidez a la flexión interviene necesariamente en el equilibrio elemental, puede ocurrir que el error cometido en el cálculo como membrana no sea grande, o bien, que se limite tal error a una estrecha zona del contorno; pero también puede suceder, y, de hecho, sucede en el paraboloides hiperbólico, que el error sea importante y afecte a toda la superficie.

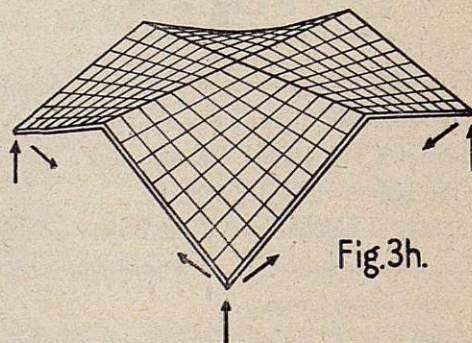
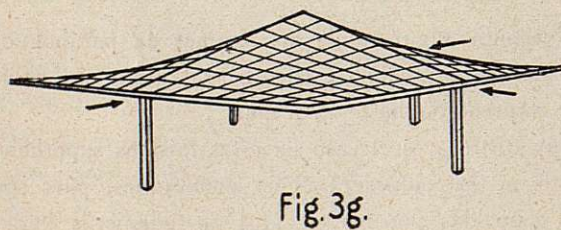
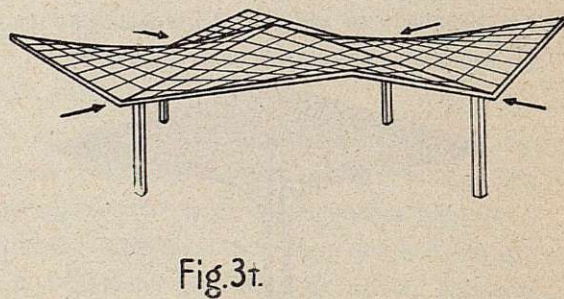
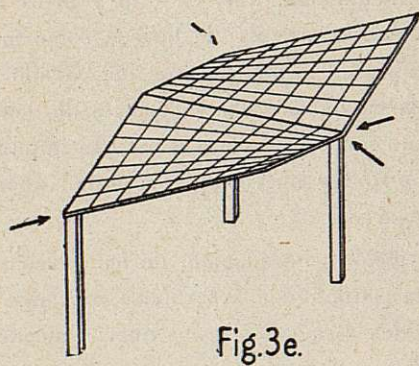
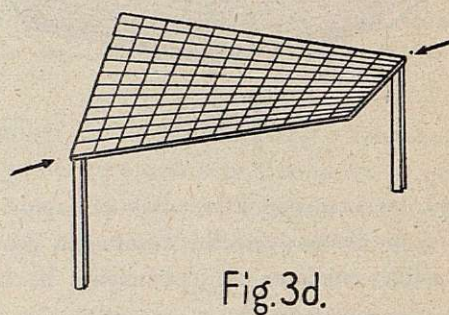
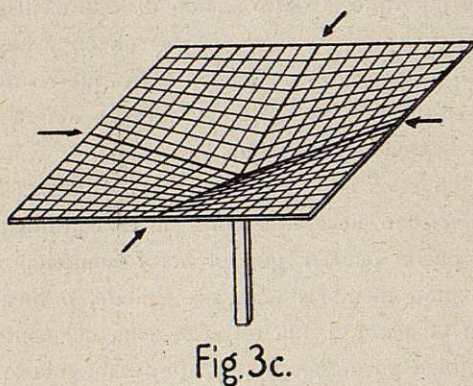
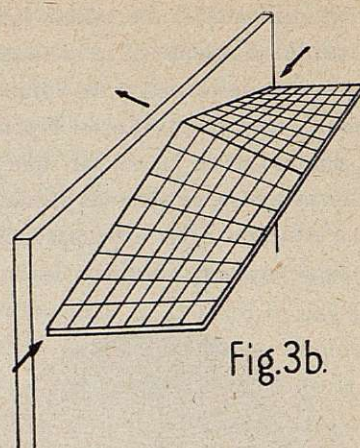
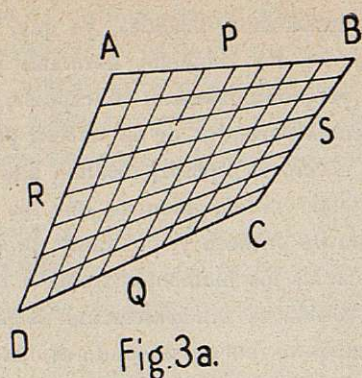
El error inadmisibile que, en éste y otros muchos casos, se comete al calcular la bóveda como membrana, y las dificultades matemáticas del cálculo clásico como lámina rígida de estas superficies de doble curvatura que no son de revolución, me han impulsado al estudio de métodos nuevos que permitan abordar el problema riguroso.

Al ocuparme, a continuación, de las bóvedas tetralobuladas en paraboloides hiperbólicos, expongo someramente la idea esencial de estos nuevos métodos.

LÁMINA TETRALOBULADA EN PARABOLOIDE HIPERBÓLICO

El estudio riguroso de las láminas en paraboloides hiperbólicos, teniendo en cuenta su rigidez, no había sido emprendido hasta la fecha.

Muy distinto es el caso de estas mismas superficies cuando se las considera como membranas, pues son bien conocidas por los trabajos de ingenieros italia-



nos y franceses, singularmente de Lafaille (2), Aimond (3) e Issemann (4).

Las formas que se obtiene por asociación de elementos de paraboloides hiperbólicos, en especial, uniéndolos lóbulos limitados por cuadriláteros, son muy variadas.

Partiendo (fig. 3 a) de un cuadrilátero alabeado A B C D cualquiera, se engendra la superficie mediante rectas P Q que apoyan en A B y C D manteniéndose paralelas a un plano ideal orientado según las rectas A D y B C. Dicho de un modo práctico: si se dividen los segmentos A B y C D en el mismo número de partes, se obtienen las rectas P Q uniéndolas divisiones correspondientes.

De igual manera se engendra la superficie por rectas R S que apoyan en A D y B C. Es decir: que existen dos generatrices rectilíneas en cada punto del paraboloides y que puede ser engendrado indistintamente por el desplazamiento de una de ellas.

Esta propiedad es muy valiosa en la práctica constructiva de este tipo de láminas, tanto porque su encofrado se materializa muy simplemente mediante tablillas rectas dirigidas según las generatrices de un sistema apoyadas en correas dirigidas según las generatrices del segundo haz, como por la facilidad de ejecución y replanteo del hormigonado mediante un reglón que desliza sobre maestras rectas engendrando el trasdós de la lámina.

La figura 3 b) representa la asociación de dos de estos lóbulos en voladizo formando una marquesina. Mediante flechas se representan las reacciones concentradas que deben ser resistidas por riostras o tirantes.

La 3 c) esquematiza la unión de cuatro lóbulos que se sustentan con un apoyo único central.

En la 3 d) aparece un cuadrilátero único, simétrico, sobre dos apoyos arriostrados mediante un tirante.

En la 3 e) se han reunido dos de los lóbulos precedentes sustentados por tres apoyos y cuatro lóbulos en la 3 f).

La figura 3 g) es la 3 c) invertida y con cuatro apoyos en los puntos medios de los lados del contorno.

(2) B. LAFFAILLE. París.—*Mémoire sur l'étude générale de surfaces gauches minces*.—A. I. P. C., tomo III, 1935.

(3) F. AIMOND. París.—*Étude statique des voiles minces en paraboloides hyperboliques travaillant sans flexion*.—A. I. P. C., tomo IV, 1936.

(4) L. ISSENMANN PILARSKI. París.—*Calcul des voiles minces en béton armé*.—Dunod editor. 1942.

Por último, la figura 3 h) representa la asociación de mayor interés y a cuyo estudio me he dedicado especialmente.

Su mayor interés radica:

A) En sus mejores condiciones resistentes.

B) En que su aspecto es semejante al de una cubierta normal a cuatro limahoyas, como puede juzgarse por la figura 4, que la representa en su aplicación a una vivienda mínima, y, por ello, su forma, aunque nueva, no resulta estridente.

C) En sus excelentes condiciones de desagüe, vertiendo por sus cuatro apoyos o esquinas del edificio. Nótese que en azoteas y terrazas se da al pavimento forma aproximada de paraboloides hiperbólicos, desde tiempo inmemorial, para facilitar el desagüe.

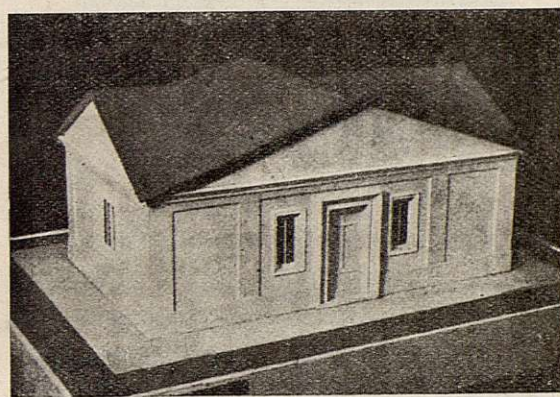


Fig. 4.

D) En la diversidad y posible importancia práctica de sus aplicaciones: cubiertas aisladas o asociadas (figura 5 a) para viviendas, naves industriales, tinglados, etc.; forjados de pisos (reduciendo la flecha), y placas de cimentación.

También tiene interés, para naves industriales en que se desee un tipo de cubierta análogo al diente de sierra, la asociación de cuadriláteros alabeados representada en la figura 5 b).

Por último puede utilizarse el paraboloides hiperbólico partiendo de un elemento (fig. 5 c) limitado por parábolas, que proyecta en planta según un rectángulo o un paralelogramo, y cuya forma recuerda una silla de montar.

Se engendra este elemento, como superficie de traslación del modo siguiente: Dado el paralelogramo o rectángulo de su proyección en planta: A' B' C' D' se

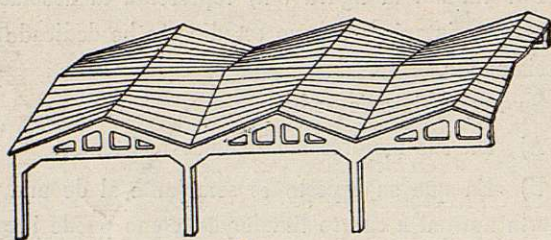


Fig. 5a.

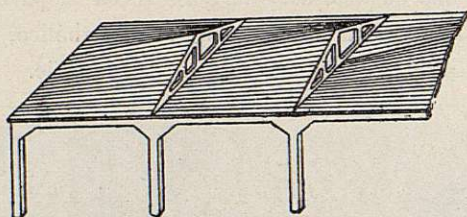


Fig. 5b.

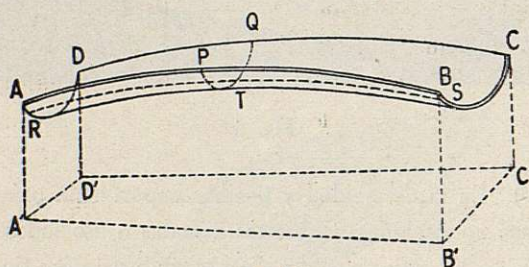


Fig. 5c.

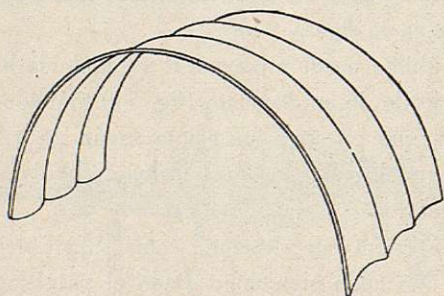


Fig. 5d.

consideran los planos verticales que pasan por los cuatro lados y limitan el elemento. Tracemos en dos de estos planos sendos arcos arbitrarios de parábola de concavidades opuestas, por ejemplo, A R D y A P B que se cortan en A. Para engendrar la superficie basta trasladar la parábola A R D paralelamente a su plano de modo que el extremo A recorra la parábola A P B, como se indica mediante una posición intermedia P T Q.

Se la engendra también, análogamente, con la traslación paralela de A P B a lo largo de A R D (posición intermedia de R T S).

Resulta así que todas las secciones del elemento, paralelas a uno de los mencionados planos, son idénticas. Propiedad que facilita su construcción.

Estos elementos pueden asociarse como se indica en la figura 5 d) para formar grandes cubiertas, por ejemplo hangares.

Con tal disposición, las reacciones se reparten casi uniformemente a lo largo de las parábolas de apoyo, por lo que conviene que insistan directamente sobre macizos de fundación y no sobre muros con contra-restos aislados (tirantes o contrafuertes).

La figura 6 representa un puente, en proyecto, para una carretera nacional, en la que se utiliza una tal lámina de paraboloides hiperbólicos.

El puente es oblicuo a 45° posee tres vanos de 30 metros de luz libre y la lámina resistente de hormigón armado tiene un espesor máximo de 17 centímetros. Sus tímpanos son macizos de hormigón-gas y el relleno es de escoria.

Tras este muestrario de diversas aplicaciones del paraboloides, nos ocuparemos sucintamente de su cálculo como membrana, a fin de mostrar la insuficiencia de esta hipótesis en el tipo tetralobulado 3 h.

Sea una cubierta de flecha f y semiluces a y b referida al triedro coordenado x y z , como se indica en la figura 7. La ecuación de la superficie media del lóbulo O A B C (y de su opuesto) es:

$$z = \frac{f}{ab} xy$$

Cortando esta superficie por planos paralelos a los x o z e y o z se aísla un cuadrilátero infinitésimo que se proyecta según un rectángulo $d x d y$, como muestra la figura 8.

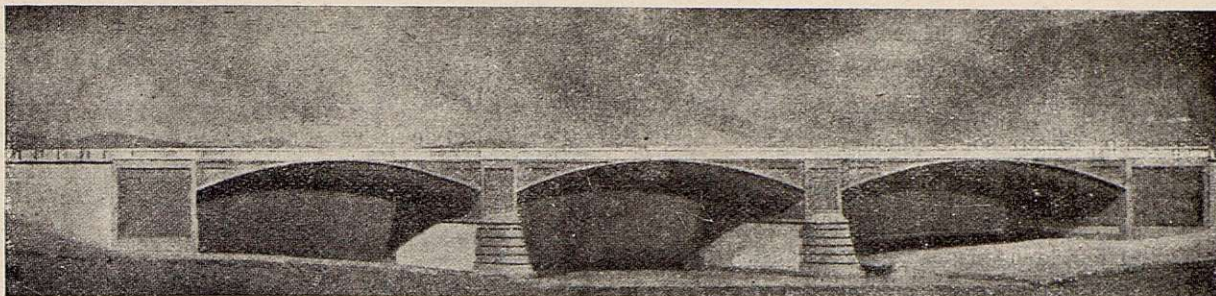


Fig. 6.

Los cortes virtuales correspondientes según el espesor de la bóveda, que separa de ella este elemento material, se suponen normales a la lámina.

Si designamos las componentes, según los ejes, de las tensiones, como indica la figura 8, se verifica, por encontrarse la tensión resultante de cada corte en el plano tangente:

$$N_1 = \frac{f}{ab} (y S_1 + x T) \quad N_2 = \frac{f}{ab} (x S_2 + y T)$$

Lo que reduce el problema a las tres incógnitas S_1 , S_2 , T . Si las fuerzas exteriores que actúan sobre la lámina se reducen a una componente vertical de valor Z por unidad de área horizontal, la condición de equilibrio del elemento virtualmente separado es:

$$\frac{\partial S_1}{\partial x} + \frac{\partial T}{\partial y} = 0 \quad \frac{\partial S_2}{\partial y} + \frac{\partial T}{\partial x} = 0 \quad \frac{2f}{ab} T + Z = 0$$

Si la sollicitación Z es constante también lo es T , quedando simplemente:

$$T = -\frac{Zab}{2f} \quad S_1 = g(y) \quad S_2 = h(x)$$

siendo $g(y)$, $h(x)$, funciones arbitrarias de su variable que se determinan por las condiciones de contorno, y que nos manifiestan la importante propiedad de que

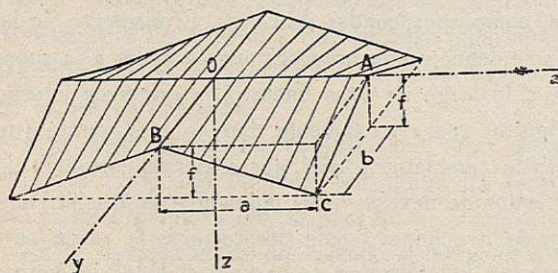


Fig. 7.

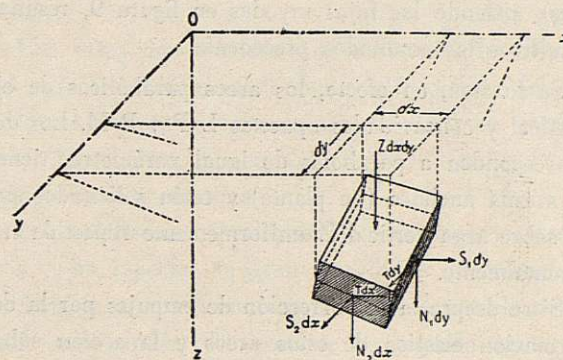


Fig. 8.

los esfuerzos S_1 y S_2 son transmitidos, sin alteración, a lo largo de las generatrices rectilíneas.

En el borde $O A$ (fig. 7), sobre el que actúan simétricamente las tensiones de los dos lóbulos contiguos, se equilibran las iguales y opuestas S_2 , pero se suman las N_2 y las T .

Estas últimas se absorben fácilmente disponiendo un nervicillo fuertemente armado a lo largo de $O A$; en cambio el contrarresto de las componentes N_2 exigiría una viga muy rígida. No disponiendo tal viga:

$$N_2(x, 0) = \frac{f}{ab} x \cdot h(x) \equiv 0$$

Resulta, pues:

$$h(x) \equiv S_1 \equiv 0$$

Y considerando análogamente el borde $O B$:

$$g(y) \equiv S_2 \equiv 0$$

Con lo cual los esfuerzos internos se han reducido a tensiones tangenciales, según las generatrices, que se proyectan en planta según el valor constante T .

La reacción sobre el contorno tiene, por tanto, la dirección misma de dicho contorno y está desprovista

de componente normal al perímetro que tienda al vuelco de los muros. Esta reacción se absorbe y canaliza con un nervio armado que enmarca la bóveda, que puede, o no, resistir sobre piñones macizos.

En la membrana, la constancia de T se traduce en ocmpresiones máximas (isostáticas) de proyección constante a lo largo de los planos $x - y = \text{const.}$ y tracciones puras de igual valor para los planos $x + y = \text{const.}$

Si, a partir de un elemento ds del contorno cortamos la bóveda por estos planos isostáticos (a 45° con los ejes), aislando las fajas rayadas en figura 9, resultan intuitivos los resultados precedentes.

Se forman, en efecto, los arcos parabólicos de eje vertical y concavidades opuestas L P y P M. Los dos corresponden a parábolas de igual parámetro, tienen la misma anchura (en planta) y están solicitados por la sobrecarga vertical Z uniformemente repartida horizontalmente.

Si se desprecia la corrección de empujes por la deformación elástica de estos arcos y la acción sobre ellos de la parte de lámina suprimida, resultan, en cualquier sección de ambos, tensiones de proyección constante e igual valor absoluto: compresiones en L P y tracciones en P M, y cuyo empuje sobre ds da una resultante paralela al contorno.

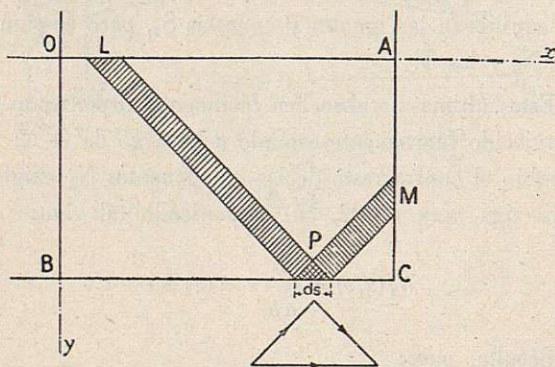


Fig. 9.

Hasta aquí, la teoría estática de la bóveda como membrana.

Si se amplía el estudio a las deformaciones, que pueden expresarse en función de las tres componentes del recorrido elástico de cada punto de la superficie media, resulta imposible satisfacer las condiciones de contorno.

Esta necesidad se hace patente, sin necesidad de desarrollar el cálculo, recordando que el equilibrio como membrana exige en todo punto una tensión tangencial a lo largo de las generatrices, cuya proyección horizontal es constante. La acción de estos esfuerzos tangenciales sobre cada elemento de bóveda $dx dy$ de figura 8, tiende a deformarlo por cizallamiento, como se

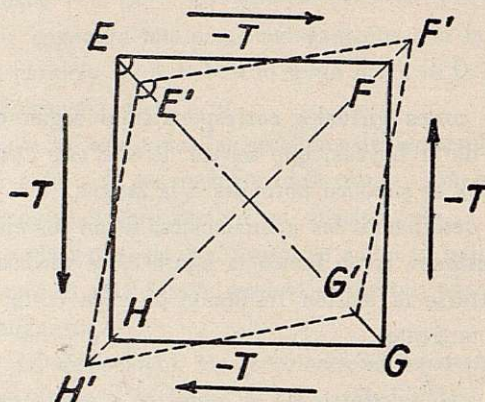


Fig. 10.

indica en planta en figura 10, transformándolo de E F G H en E' F' G' H', con variación de los ángulos en los vértices. La conservación de los ángulos primitivos equivaldría a la anulación de T y recíprocamente.

Pues bien, tales ángulos no pueden variar por razón de simetría y por la rigidez del apoyo: ni en clave, ni en los centros de los lados, ni en los vértices, o sea: en los puntos O, A, B, C y simétricos de figura 7; y, por consiguiente, son nulas las tensiones tangenciales en los citados nueve puntos, y en ellos es imposible el equilibrio como membrana.

Para atacar el cálculo como lámina rígida, según la teoría clásica, es preciso comenzar por referir la superficie media a los dos haces de sus líneas de curvatura, como coordenadas de Gauss. El elemento de bóveda se define según las secciones normales a la superficie a lo largo de estas líneas. Los esfuerzos internos incógnitos son estrictamente diez en cada punto (dos normales, dos tangenciales, dos esfuerzos cortantes, dos momentos de flexión y dos momentos de torsión) y se reducen a ocho si puede despreciarse la razón entre el espesor y los radios de curvatura. Estas incógnitas, unidas a las tres de los recorridos elásticos, están liga-

das mediante un sistema de ecuaciones en derivadas parciales de coeficientes complejísimos, cuya resolución no se ha logrado.

En el método que empleo se secciona virtualmente la lámina por planos paralelos a los xz e yz , abandonando la idea tan arraigada en la técnica clásica de limitarse a secciones normales a las superficies. Los esfuerzos internos que así resultan son estrictamente ocho; y las cinco ecuaciones del equilibrio del bastón elemental (la sexta es una identidad) tienen coeficientes muy sencillos. Las ecuaciones restantes se obtienen de la deformación, del siguiente modo: Se postula, a lo Saint-Venant, que todas las distribuciones (máscas y superficiales) de fuerzas exteriores, que sean mecánicamente equivalentes para cada bastón elemental, causan iguales efectos en la bóveda. En uso de esta hipótesis, se elige una ley lineal de deformaciones a lo largo del eje de cada bastón, de forma que las fuerzas externas que corresponderían rigurosamente a esa ley, según la Elasticidad tridimensional, equivalgan estáticamente a las reales.

Con este nuevo método se logra resolver el problema, si bien ofrece serias dificultades de cálculo la satisfacción de todas las condiciones del contorno.

Otro nuevo método, que presenta cierta analogía con el de Cross para estructuras reticuladas, consiste en seccionar virtualmente la lámina mediante un sólo haz de planos paralelos equidistantes fijos, con separación tanto más pequeña cuanto menor error se desee. Se calcula a continuación cada rebanada de lámina como pieza prismática sin coacción de las contiguas, pero sometida en los extremos a las condiciones del contorno y solicitada por las fuerzas exteriores. Este cálculo nos proporciona los recorridos y giros elásticos de las distintas secciones que, introducidos en las ecuaciones de la deformación de la lámina (transformando las derivadas parciales en diferencias finitas), proporcionan directamente los esfuerzos que se desarrollarían entre las rebanadas si la deformación supuesta tuviera lugar en la bóveda continúa.

Esta deformación es, naturalmente, muy superior a la real y lo son también, por tanto, los esfuerzos así calculados que a ella se oponen.

En la segunda etapa del método se agregan a cada rebanada, como fuerzas exteriores sobre ellas, las reacciones de sus contiguas que se han obtenido en la eta-

pa anterior, lo que conduce a una deformación que supera a la real en sentido contrario a la precedente, y que introducida en las ecuaciones en diferencias finitas de la lámina permite determinar los nuevos esfuerzos de las secciones; esfuerzos que han de adoptarse en una tercera etapa, y así sucesivamente, hasta lograr la aproximación deseada. Como la realidad se halla comprendida entre dos etapas, la diferencia entre las magnitudes obtenidas en las dos etapas últimas proporciona una cota superior del error que se comete.

Con estos dos métodos que acabamos de esbozar, se logra la solución concordante del problema del cálculo elástico de la cubierta tetralobulada en paraboloides hiperbólicos, que se aleja notablemente de la obtenida como membrana.

Los resultados experimentales confirman los teóricos y, en especial, la gran estabilidad geométrica de la lámina en cuyos ensayos no ha sido posible conseguir que pandee. Tampoco se ha logrado agotar su resistencia intrínseca, sobreviniendo siempre su ruina por extenuación del tirante perimetral.

En forjados experimentales de 4×4 metros de luz (escala natural), con 30 cm. de flecha y tres centímetros de espesor, armados con un kilogramo de acero por metro cuadrado, se han alcanzado sobrecargas de 3.000 kilogramos por metro cuadrado.

Estos forjados tienen especial interés para edificios cuyo entramado horizontal es una red de rectángulos. Cuando la distribución de tabiques se acomoda a esta red, puede dejarse al descubierto el intradós de las bóvedas, limitándose al relleno del trasdós con material de descombro o tabiques cerámicos. Este relleno equivale al volumen de una capa de espesor uniforme e igual a la cuarta parte de la flecha adoptada, y sirve: para repartir cargas y como aislante sonoro y térmico.

El escaso peso de estas láminas permite preconstruirlas a pie de obra y encajarlas posteriormente en la estructura.

La figura 11 muestra el modelo reducido a $1/10$ de la bóveda tipo para un tinglado de mercancías (actualmente en construcción), ensayado en el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales. Cada lámina cubre 22×12 metros y posee 3,30 metros de flecha y seis centímetros de espesor.

De este ensayo se dedujo que para sobrecargas uniformes, medidas en kilogramo por metro cuadrado, de 14 veces la resistencia en probeta cúbica del hormigón que se emplee, medida en kilogramos por centímetro cuadrado, la bóveda sigue comportándose elásticamente.

La figura 11 bis muestra una de estas bóvedas en su proceso.

Cuando las luces que se han de cubrir son pequeñas (no exceden de 12 metros) y puede confiarse en la inmovilidad del contorno en que se apoya la lámina, existe una solución muy económica que no requiere cimbras ni moldes. Consiste en confeccionar la bóveda con rasilla armada.

La primera capa de rasillas (intradós) se recibe con yeso. Se las coloca avanzando a lo largo de las generatrices rectilíneas, valiéndose de un simple cordel atirantado, y recorriendo centrípetamente el contorno hasta la clave. Al propio tiempo (con el intervalo necesario), se forma con una segunda capa recibida con mortero de cemento Portland.

Las figuras 12 y 13 muestran una de las construcciones realizadas del modo expuesto. En la 13, que es una vista cenital de intradós de la bóveda mayor, puede apreciarse el aparejo de las rasillas.

La figura 13 bis muestra el aspecto de un poblado con cubiertas de este tipo.

En contraste con las bóvedas de hormigón armado, en cuyos ensayos hemos podido comprobar amplísimo campo de deformaciones plásticas (tras el período elástico) y, además, la posibilidad de producir grandes movimientos sin fisuras (ascensos de clave hasta del 4 por 100 de la luz, mediante tensado de los tirantes, interesantísimos para descimbrar y precomprimir), este último tipo de bóvedas de rasilla no presenta período plástico y no se acomoda a asientos desiguales de sus apoyos. Cuando estas características de las bóvedas cerámicas no importen en la obra a realizar, se obtiene con su empleo en pequeñas luces una gran economía y rapidez de ejecución.

LÁMINA EN HONGO CILÍNDRICO

Esta estructura resulta de asociar láminas cilíndricas de generatrices horizontales, que se cortan según

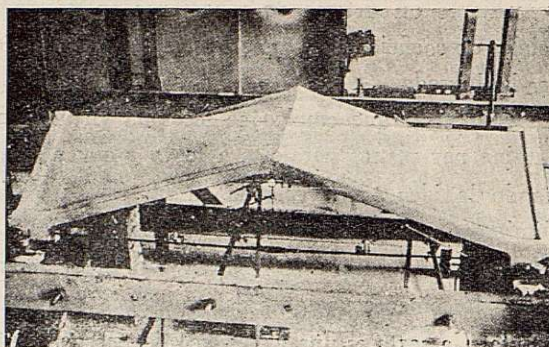


Fig. 11.

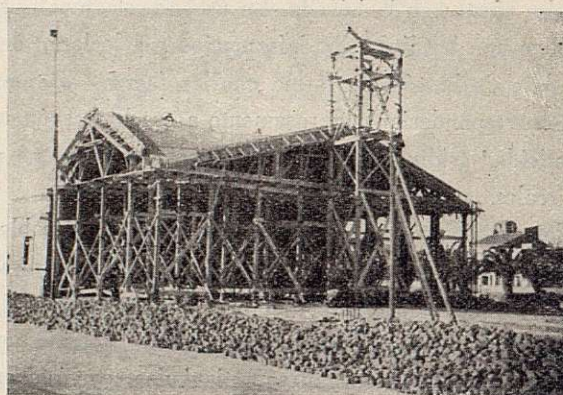


Fig. 11 bis.

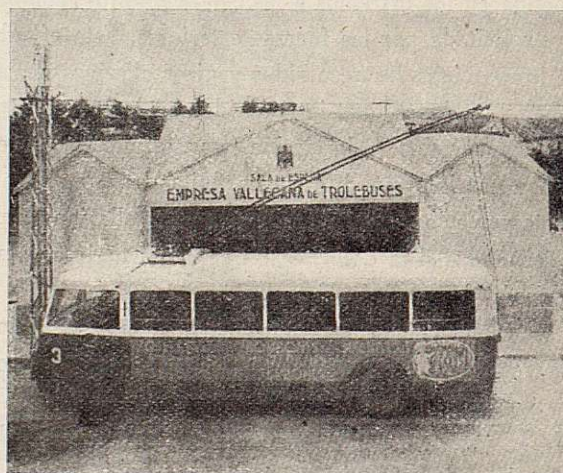


Fig. 12.

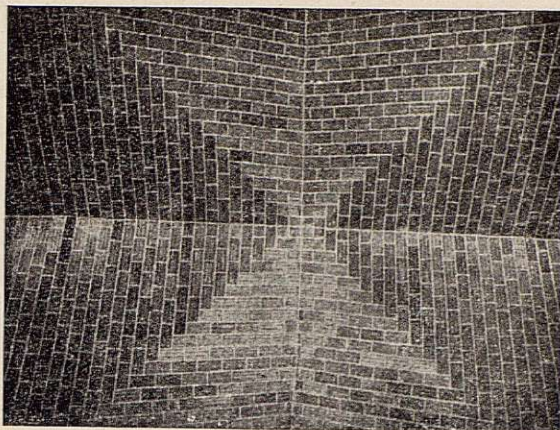


Fig. 13.

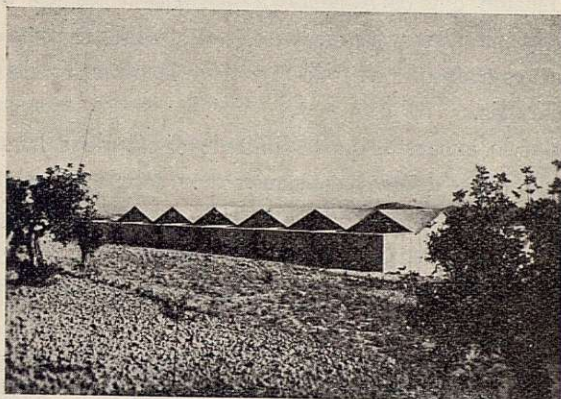


Fig. 13 bis.

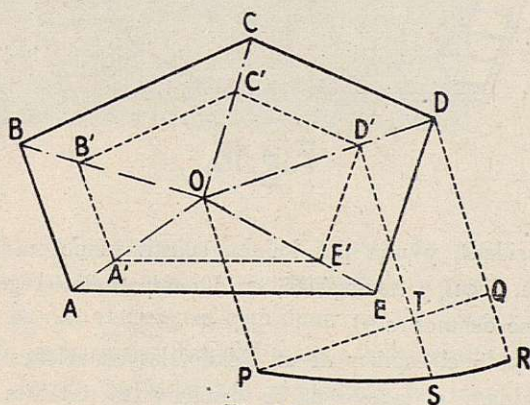


Fig. 14.

planos verticales concurrentes en un apoyo central único, fig. 2).

Aclararemos cómo se engendra la lámina mediante un ejemplo: El pentágono irregular $A B C D E$ de la figura 14 representa el contorno, que, en planta, debe cubrir la estructura. El punto O designa la situación del eje del pilar que ha de soportarla. Unimos O con los cinco vértices e imaginamos los planos verticales $O A$, $O B$, $O C$, $O D$, $O E$.

Abatimos ahora uno de ellos alrededor de su traza $O D$ con el plano de la figura, y sea P el punto del eje del pilar del que, teóricamente, arranca la lámina, siendo, por tanto, $O P$ la cota del arranque. Por último trazamos una curva $P R$, que representa la intersección de la lámina con dicho plano vertical.

Esta curva $P R$ de intersección es una directriz que nos define completamente la superficie y permite engendrarla.

La generación se realiza mediante un pentágono $A' B' C' D' E'$, homotético del $A B C D E$ respecto a O , que se mueve manteniéndose horizontal y apoyado en la directriz. Es decir, que cuando su planta es la $A' B' C' D' E'$ de la figura, su cota es la del punto S de la curva.

De este modo cada triángulo de la planta de vértice O y base de uno de los lados del contorno, es la proyección de un lóbulo cilíndrico de generatrices paralelas al lado base, y limitado por los planos verticales que contienen los otros dos lados del triángulo.

Todos los lóbulos se inician en un mismo punto del eje del pilar y terminan en el contorno.

Un plano vertical cualquiera que pase por el pilar corta a la lámina según una curva afín a la directriz elegida (cotas idénticas para abscisas proporcionales).

Las intersecciones entre lóbulos se materializan en nervios interiores y el contorno está formado por una viga perimetral.

El aspecto de la estructura que corresponde a la planta de la figura 14, se aprecia en la perspectiva de la figura 15. Este hongo está destinado a una estación de aprovisionamiento de gasolina. Su directriz es una parábola de 2,5 metros de flecha, y cubre 160 metros cuadrados. La irregularidad del polígono de su contorno es la obligada por el solar, y el apoyo se ha colocado en el único punto en que la dis-

posición de los depósitos subterráneos existentes permite la cimentación.

Esta flexibilidad de acomodo a plantas y apoyos arbitrarios es una propiedad muy interesante del hongo cilíndrico, cuyo fundamento mostraremos.

Comencemos por indicar que la lámina puede cal-

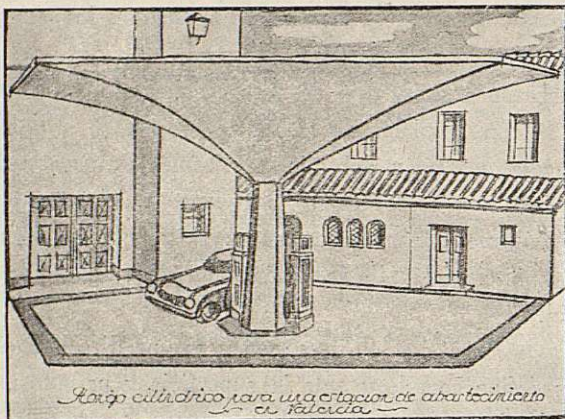


Fig. 15.

cularse como membrana, porque es posible realizar prácticamente las condiciones de contorno que exige.

En primer lugar, para economía de materiales, conviene que los lóbulos sean antifuniculares del peso propio y carga permanente.

Esta última puede ser nula o consistir en un relleno incoherente. El relleno sirve de aislante térmico y como estabilizador por el aumento de peso que proporciona, pero no tiene interés en hongos aislados y abiertos. Si, además, ocupa el pilar una posición excéntrica respecto al perímetro del hongo, como en la figura 14, no siempre sería posible lograr con relleno que el centro de gravedad del conjunto esté en el eje del pilar, evitando así su flexión permanente.

El relleno debe limitarse a los hongos que poseen dos planos de simetría que se cortan en el eje de apoyo.

Circunscribiéndonos ahora a los hongos huecos, la curva antifuncular que define la directriz depende de la ley de espesores de cada lámina. La derivada segunda de la ordenada de la curva es proporcional en cada punto al espesor medido según la vertical. Esto conduce a la constancia del espesor en cada lóbulo, a lo largo de una generatriz horizontal y a

que, en puntos homólogos de dos lóbulos distintos, la razón de espesores verticales sea invariante.

Otra consecuencia de la antifuncularidad es que la tensión normal correspondiente a la sección de la membrana, según la generatriz, tiene una proyección horizontal constante en todos los puntos de un mismo lóbulo.

Deseamos conseguir que cada nervio, que recibe las reacciones de los lóbulos que une, esté sometido a compresiones puras; es decir, que sea, a su vez, antifuncular de los esfuerzos que le transmiten las membranas adyacentes. Esto se consigue con espesor vertical constante en todos los puntos de cada lóbulo, o sea, con la directriz parabólica de eje vertical, y cuando el vector tensión, que corresponde a las secciones según generatrices, se proyecta en planta en dirección de la mediana del triángulo. Consecuencia de ello es que la tensión que corresponde a secciones verticales del lóbulo paralelas a su mediana (por unidad de proyección) es constante en todo él y tiene la dirección de la generatriz.

Por lo expuesto, queda limitado el cálculo a la determinación de tres constantes por lóbulo: espesor, proyección horizontal de la tensión por unidad de generatriz y esfuerzo por unidad de mediana. Las ecuaciones que las enlazan son dos por nervio (antifuni-

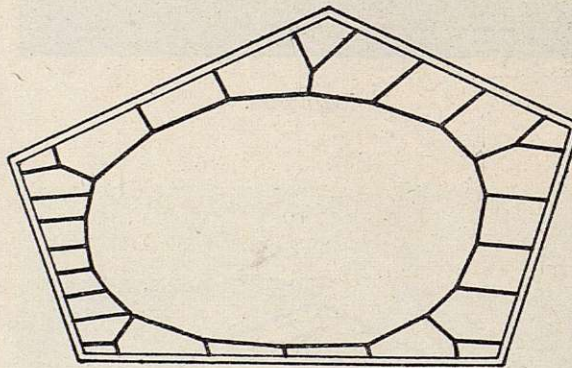


Fig. 16.

cularidad), y una por lóbulo, constituyendo un sistema lineal y homogéneo, cuya compatibilidad general se demuestra.

Fijado el espesor de un lóbulo, las ecuaciones determinan: el espesor de las demás y las restantes incógnitas.

El equilibrio exige que las generatrices extremas que forman el contorno reciban un empuje externo uniformemente repartido, situado en su plano tangente, proyectado según la mediana, y de valor igual al calculado. Por tanto, no pueden ser arbitrarias las fuerzas verticales que actúen sobre el perímetro del hongo (lucernarios o forjados), sino que, fijada una de ellas, están determinadas las demás.

Cuando no existen solicitaciones verticales en el contorno (hongo aislado), el plano tangente extremo es horizontal, y las directrices parabólicas tienen su vértice en el perímetro.

Se comprueba fácilmente, y con toda generalidad, que con los espesores obtenidos por el cálculo, el centro de gravedad del conjunto está siempre en el eje del pilar.

Los espesores resultan, naturalmente, tanto más heterogéneos cuanto más descentrado está el eje respecto al área cubierta.

También se comprueba el equilibrio de los empujes horizontales de los nervios sobre el pilar, y el equilibrio de los que requiere el contorno.

Esta última propiedad es la que permite absorber los empujes perimetrales refiriéndolos entre sí. Para referirlos se pueden emplear diversos dispositivos. El más sencillo consiste en proveer al contorno

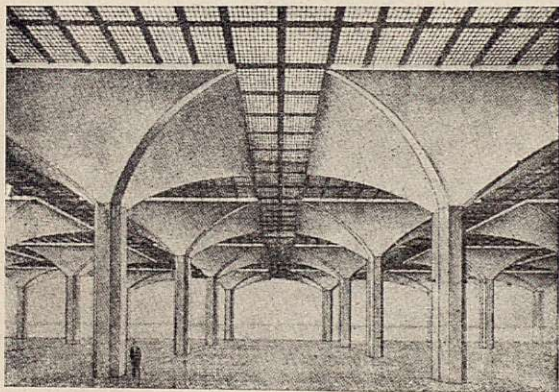


Fig. 17.

de una viga capaz de soportar por flexión los empujes uniformes de la lámina; demostrándose que sus reacciones en los vértices se equilibran por un simple zuncho perimetral; dispositivo que sólo resulta económico cuando los lados son pequeños y los momentos flectores en las vigas no resultan elevados.

Si los lados son grandes, conviene absorber los empujes del contorno mediante una disposición como la indicada en la fig. 16; aliviando la flexión de la viga perimetral mediante pequeños tirantes espaciados en su longitud y dirigidos según la mediana correspondiente, y anclados a un zuncho interno que

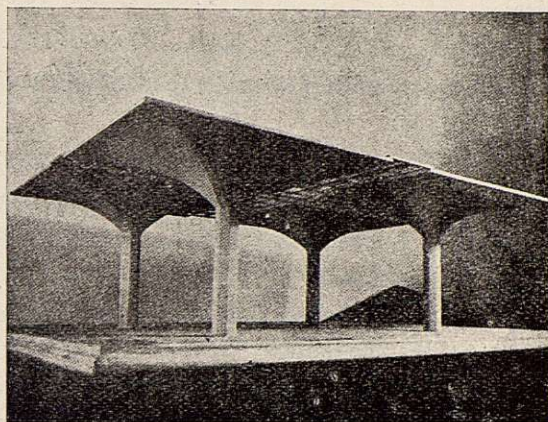


Fig. 18.

es funicular de sus empujes parciales. El anclaje debe permitir el tesado de cada tirantillo con su carga de cálculo. Puesto en carga el zuncho, se lo hormigona para evitar su oxidación.

La resistencia de forma de la estructura es tan elevada, que las sobrecargas accidentales afectan poco a la estabilidad física de la bóveda, pero exigen el cálculo cuidadoso del pilar.

El estudio de las deformaciones de las membranas demuestra que los nervios deberían satisfacer especiales condiciones, que no son siempre realizables en la práctica; pero se demuestra también que su incumplimiento introduce un error despreciable.

Un ejemplo de hongos asociados se representa en las figuras 17 y 18, que corresponde a un proyecto de gran nave industrial, con módulo tipo de 16×20 metros.

En este caso, se dispusieron los hongos rellenos (directriz exponencial) porque se deseaba gran aislamiento térmico, y a fin de lograr, por aumento de peso, la máxima estabilidad. Ésta se logró hasta tal punto, que una carga aislada de 30 toneladas en el vértice de un hongo no desviaba la resultante del núcleo central en las zapatas de fundación.

Las características más interesantes de estas estructuras compuestas de hongos múltiples, son las siguientes:

1.º Economía de hierro y cemento. El primero sólo se emplea en el zuncho, contorno, nervios y pilares; y el segundo, corresponde al pequeño volumen de la lámina.

2.º Facilidad de ejecución, por la independencia de los hongos, que pueden construirse en cualquier orden y ritmo.

3.º Isostatismo del hongo, que permite asientos considerables de uno de ellos, e incluso su ruina (por ejemplo, en un bombardeo en caso de guerra), sin que se afecten los restantes.

Otra ventaja de este isostatismo es la falta de ten-

siones de origen térmico, ya que no se coarta su libre deformación.

4.º Iluminación cenital en cruz o formando cualquier red de líneas, según sea el polígono del contorno.

5.º Aislamiento térmico elevado, mediante el relleno del hongo.

6.º Obtención, en tal caso, de una azotea horizontal, que puede utilizarse como jardín, calzada urbana, etc.

Termino expresando mi ferviente deseo de que estas estructuras, perfeccionadas con la colaboración de los técnicos a quienes interese, y a cuya disposición me encuentro, redunden en beneficio de la economía y prestigio patrios.

Madrid, noviembre de 1949.

Después de la lectura de los resúmenes de los anteriores trabajos, y no habiendo más asuntos de que tratar en el orden del día, se levanta la sesión a las catorce horas, siendo objeto de una cariñosa despedida el Sr. Ministro de Obras Públicas que honró el acto.

CONCLUSIONES DEL GRUPO SEXTO

« CONSTRUCCIÓN »

Las conclusiones deducidas de los trabajos que se publican en el presente Tomo estudiadas en las respectivas Secciones del Grupo VI.-CONSTRUCCION, fueron coordinadas y dispuestas para su presentación al Pleno del Congreso, en la reunión conjunta celebrada al efecto, por las Mesas de dichas Secciones con el Ponente General.

Estas conclusiones provisionales, impresas en las páginas 205 y 206 del Tomo I, se sometieron a examen y discusión en el Pleno y quedaron aprobadas, en el celebrado el día 2 de junio de 1950, con la redacción que figura en las páginas 241 y 242 de aquel Tomo I.

FIN DEL TOMO VII

ÍNDICE

INDICE

ÍNDICE DEL TOMO SÉPTIMO

GRUPO VI.-CONSTRUCCIÓN

	Páginas
SECCIÓN I.—Acta de la sesión celebrada el día 29 de mayo de 1950...	9
N.º 68.— <i>Ingeniería y Arte</i> ...	9
N.º 263.— <i>A Técnica do problema habitacional</i> ...	37
N.º 85.— <i>Técnica de la ciudad</i> ...	53
N.º 231.— <i>Política nacional hidráulica sanitaria</i> ...	55
N.º 233.— <i>Organización del subsuelo en las grandes ciudades</i> ...	79
N.º 242.— <i>Financiamiento de obras públicas de provisión de aguas potables y alcantarillado</i> ...	89
N.º 270.— <i>Algunas consideraciones sobre el problema de la vivienda en España</i> ...	97
N.º 32.— <i>Idea general sobre el proyecto de reforma del Balneario de Caldas de Bohí (Lérida)</i> ...	107
N.º 127.— <i>El desarrollo del helicóptero y su influencia en los problemas de Urbanismo</i> ...	123
N.º 207.— <i>Aguas de Toledo</i> ...	151
N.º 269.— <i>Estudio sobre el «confort» de los edificios</i> ...	183
SECCIÓN II.—Acta de la sesión celebrada el día 29 de mayo de 1950...	201
N.º 126.— <i>Estudio general de las franjas de aterrizaje y despegue de aviones</i> ...	201
N.º 260.— <i>Pavimentos flexibles con mezclas bituminosas en los aeropuertos españoles</i> ...	223
N.º 34.— <i>Cruce a nivel distinto del acceso a Madrid por María de Molina con la Ciudad Lineal</i> ...	237
N.º 36.— <i>Preparación de los áridos de aglomeración asfáltico para pavimentos</i> ...	247
N.º 55.— <i>Nota acerca del proyecto y construcción del puente de Portillo sobre el río Bogotá</i> ...	253
N.º 128.— <i>Pavimentos de aeropuertos resueltos con pistas elásticas</i> ...	259
N.º 189.— <i>La homogeneidad del hormigón y sus relaciones con las características de la instalación que lo elabora</i> ...	305
N.º 249.— <i>Mejoras introducidas en los hormigones mediante una compresión verificada durante el fraguado</i> ...	321
N.º 283.— <i>Avenamiento de aeropuertos</i> ...	325
SECCIÓN III.—Acta de la sesión celebrada el día 30 de mayo de 1950...	339
N.º 35.— <i>Defensas elásticas de lechos blandos</i> ...	339
N.º 100.— <i>«Coeficiente de Coriolis» en corrientes líquidas de gran sección. Su determinación en las tuberías forzadas del Salto del Esla</i> ...	345
N.º 101.— <i>Régimen variable en tuberías. Teoría general del golpe de ariete</i> ...	349
N.º 183.— <i>Un método para la prospección geofísica en cauces estrechos y profundos</i> ...	425
N.º 184.— <i>Las presiones instantáneas: Disposición experimental y resultados obtenidos en la investigación de ondas y corrientes turbulentas</i> ...	437
N.º 227.— <i>Cámara de aire para amortiguar las sobrepresiones en las tuberías de impulsión</i> ...	441

N.º 267.— <i>Soleras de amortiguamiento para presas vertederos...</i>	449
N.º 268.— <i>Una solución particular de canalización marítima...</i>	457
N.º 261.— <i>Las características del hormigón de las presas de embalse...</i>	463
SECCIÓN IV.— <i>Acta de la sesión celebrada el día 30 de mayo de 1950 ...</i>	497
N.º 4.— <i>Los betunes fluidificados «cut-back» y la técnica de su empleo en los revestimientos de carreteras ...</i>	497
N.º 50.— <i>Hormigón vibrado...</i>	511
N.º 63.— <i>Resistencia al pandeo de columnas o palizadas formadas por dos pies derechos y riostras horizontales...</i>	519
N.º 115.— <i>Algunas ideas sobre aplicaciones del sistema de pilotaje «in situ» por aire comprimido ...</i>	547
N.º 232.— <i>El problema del enlodado en los pilotes moldeados ...</i>	563
Acta de la sesión celebrada el día 31 de mayo de 1950 ...	569
N.º 288.— <i>Algunos proyectos de obras hidráulicas realizados con auxilio del ensayo con modelo reducido ...</i>	569
N.º 289.— <i>Recrecimiento de presas...</i>	575
N.º 82.— <i>O problema das camadas de desgaste nas estradas de tráfego ligeiro ...</i>	579
N.º 294.— <i>Estaciones centrales de autobuses ...</i>	591
N.º 81.— <i>Desarrollos recientes en la técnica del hormigón ...</i>	605
N.º 90.— <i>Primeras experiencias constructivas y estructurales de una presa bóveda por anillos independientes ...</i>	517
N.º 111.— <i>La soldadura eléctrica aplicada a la moderna construcción de los castilletes para pozos de mina asturianos ...</i>	625
N.º 279.— <i>Estructuras en lámina delgada ...</i>	637

ERRATAS ADVERTIDAS

Dice:	Debe decir:	Página	Columna	Línea
Publicada	Públicas	16	1. ^a	43
Gaden	Garden	27	2. ^a	49
tomar	sería tomar	68	1. ^a	26
dos	—	108	2. ^a	17
en	En	134	2. ^a	12
nervos	nervios	146	2. ^a	39
fig. ^a 11	fig. ^a 13	174	2. ^a	26
psicrométricos	psicométricos	187	1. ^a	6
$t_1 - t_{cm}$ ²	$(t_1 - t_{cm})^2$	197	2. ^a	18
DEL	—	197	2. ^a	42
423	223	223	—	29
Solo	solo	256	1. ^a	35
$P_z = P_s \left(1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{a}{z} \right)^2} \right)^{3/2} \right)$	$p_z = p_s \left(1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{a}{z} \right)^2} \right)^{3/2} \right)$	269	1. ^a	35
mento asfalti	cemento asfáltico	292	1. ^a	34
cuadro	cuadrado	321	2. ^a	20
desaues	desagües	328	2. ^a	41
$-\int_0^x \text{sen } a \, dx$	$-\int_0^x \text{sen } a \, dx$	358	1. ^a	11
ζ_{*i}^2	ζ_{*i}^2	363	2. ^a	25
concatenarias	concatenadas	365	2. ^a	17
rozamientos	razonamientos	401	2. ^a	13
completa	compacta	431	2. ^a	7
pueden	se pueden	437	1. ^a	23
el	el 4.º tiempo	443	2. ^a	28
ojos	ejes	522	1. ^a	6
rozamientos	razonamientos	545	1. ^a	16
empleo	se empleó	576	1. ^a	21
a	—	576	2. ^a	4

